



Nuno Miguel dos Santos Mendes

Licenciado

**Avaliação do ensaio de *pull-out* na estimativa da
resistência à compressão do betão em idades jovens**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Estruturas

Orientador Científico: Eng^o Manuel Vieira, Investigador Auxiliar do LNEC
Co-orientador Científico: Prof. Doutor António Lopes Batista, Professor Associado
Convidado da FCT/UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu

Arguente: Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues

Vogais: Eng.^o Manuel Vieira

Prof. Doutor António Lopes Batista



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

dezembro, 2012

Avaliação do ensaio de pull-out na estimativa da resistência à compressão do betão em idades jovens

Copyright © Nuno Miguel dos Santos Mendes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A presente dissertação foi realizada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), ao abrigo do convénio de cooperação existente entre esta instituição e a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), tendo para tal disponibilizado todos os meios necessários para a sua execução.

Ao Eng.º Manuel Vieira, investigador do LNEC, e ao Prof. António Batista, da FCT/UNL e investigador do LNEC, orientadores desta dissertação, agradeço todo o apoio e disponibilidade na elaboração do trabalho.

Agradeço também ao Tec.º Manuel Bernardino, do Núcleo de Betões do Departamento de Materiais do LNEC, que supervisionou a realização de todos os ensaios laboratoriais e ajudou em tudo o que pôde.

Quero agradecer a todos os meus amigos e colegas, que me acompanharam ao longo do curso e me possibilitaram o equilíbrio necessário para concluir esta importante etapa. Não poderei citar todos, mas queria deixar um agradecimento especial ao João Mirante, ao Francisco Cavaco, ao Duarte Mergulhão, ao Hugo Silva e ao Rui Lourenço, pelos bons momentos que passámos e pela forte amizade que construímos e decerto perdurará.

Quero ainda agradecer a todos os meus familiares, em especial ao meu pai, Manuel Mendes, e irmão, Ricardo Mendes, que desde sempre me apoiaram, incentivaram e aconselharam em tudo na vida.

Finalmente, quero dedicar esta dissertação à minha mãe, Maria Luísa Mendes, esperando que esteja orgulhosa pela conclusão desta etapa da minha vida.

Resumo

O tempo de execução das estruturas é um fator cada vez mais condicionante para a rentabilidade económica da construção. Esta exigência conduziu ao desenvolvimento de tecnologias de construção cada vez mais sofisticadas que, para serem implementadas, obrigam a um acompanhamento mais preciso do crescimento da resistência do betão, nomeadamente às primeiras idades. A determinação da resistência à compressão em provetes moldados e curados em condições normalizadas não reproduz a evolução da resistência à compressão *in situ*. Neste âmbito, foi desenvolvido o conceito de maturidade, o que permite estabelecer uma relação entre a resistência e a idade do betão em função do histórico das temperaturas. Esta relação é usada para, por exemplo, se poder descofrar mais cedo, reduzir o tempo de cura ou aplicar o pré-esforço em idades jovens.

No entanto, a metodologia utilizada para a aplicação do conceito de maturidade, designada por maturometria, obriga à execução de ensaios preliminares para o estabelecimento da relação resistência-idade, e ao uso de sensores térmicos e equipamentos de registo para o acompanhamento das temperaturas. Por outro lado, nomeadamente para a aplicação do pré-esforço, os níveis de resistência já são relativamente elevados, encontrando-se num patamar no qual a maturometria já não apresenta grande precisão.

Em alternativa, a resistência *in situ* pode ser avaliada por outros métodos, nomeadamente com os ensaios de arranque, vulgo “*pull-out*”. Neste sentido, foi desenvolvido um estudo sobre a aplicabilidade do “*pull-out*”, avaliando-se a influência de variações da composição do betão e da localização dos dispositivos de arranque na estimativa da resistência *in situ* em idades jovens.

Palavras chave:

- Pull-out*;
- resistência;
- máxima dimensão do agregado;
- NDT.

Abstract

The execution time of structures is a factor that is ever more important for the profitability of construction. This requirement has led to the development of increasingly sophisticated construction technologies which, in order to be implemented, require a more precise observation of the increase of concrete strength, particularly at early ages. The determination of the compressive strength on test specimens molded and cured under standard conditions does not reproduce the evolution of compressive strength in situ. In this context, the concept of maturity was developed, which allows for a relationship between the strength and age of concrete as a function of the temperature history. This relationship is used, for example, to remove formwork earlier, reduce curing time or to apply prestressing at early ages.

However, the methodology for applying the concept of maturity requires the execution of preliminary tests to establish the age-strength relation, and the use of thermal sensors and recording equipment to monitor the temperatures. Moreover, particularly for the application of prestress, strength levels are already relatively high, and at this stage, maturity measurements are no longer accurate.

Alternatively, the strength can be evaluated in situ by other methods, particularly the pull-out test. In this regard, a study was carried out on the applicability of the pull-out test to evaluate the influence of variations in the composition of the concrete and the location of the pull-out inserts to estimate the in situ strength at early ages.

Keywords: -Pull-out;
 - strength;
 - maximum aggregate size;
 -NDT.

Índice do Texto

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e justificação	3
1.2	Objetivos e organização da dissertação	5
2	Avaliação da resistência do betão <i>in situ</i>	7
2.1	Considerações gerais	9
2.2	Descrição dos ensaios utilizados	10
2.2.1	Ensaios de propagação de ondas ultrassonoras	10
2.2.1.1	Princípios teóricos	10
2.2.1.2	Procedimento de ensaio	12
2.2.1.3	Principais aplicações	15
2.2.2	Ensaios de medição de dureza superficial (esclerométrico)	16
2.2.2.1	Princípios teóricos	16
2.2.2.2	Procedimento de ensaio	18
2.2.2.3	Principais aplicações	19
2.2.2.4	Correlação entre grandezas	19
2.2.3	Ensaios de arranque (<i>pull-out</i>)	21
2.2.3.1	Princípios teóricos	21
2.2.3.2	Procedimento de ensaio	24
2.2.3.3	Principais aplicações	26
2.2.3.4	Correlações entre grandezas	26
3	Materiais e procedimentos dos ensaios	31
3.1	Considerações gerais	33
3.2	Número e tipo de provetes	33
3.3	Caracterização dos materiais	35
3.4	Tipo e composição dos betões	37

3.5	Execução dos provetes	40
3.6	Procedimentos de ensaio	42
3.6.1	Ensaio de propagação de ondas ultrassônicas.....	42
3.6.2	Ensaio de medição da dureza superficial (esclerométrico)	44
3.6.3	Ensaio de compressão	45
3.6.4	Ensaio de arranque (<i>pull-out</i>).....	46
4	Apresentação e análise de resultados dos ensaios	49
4.1	Considerações gerais	51
4.2	Efeito da localização dos dispositivos de arranque	52
4.3	Efeito da máxima dimensão dos agregados.....	55
4.4	Efeito da relação água-cimento	57
4.5	Comparação dos resultados com a proposta da norma NP EN 12504-3	58
5	Conclusões	59
5.1	Resultados relevantes do estudo.....	61
5.2	Desenvolvimentos futuros	62
	Referências Bibliográficas	63

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Esquema do aparelho de medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas [4].	12
Figura 2.2 - Modos de propagação das ondas ultrassônicas [9].	13
Figura 2.3 - Esquema de operação do esclerómetro de Schmidt [1].	17
Figura 2.4 - Superfícies de betão que influenciam o índice esclerométrico [1].	18
Figura 2.5 - Trajetórias das tensões de tração e compressão antes da formação de fissuras e forma aproximada do tronco cónico após a carga final [53].	22
Figura 2.6 - Dimensões recomendadas para o ensaio de <i>pull-out</i> , em milímetros.	23
Figura 2.7 - Vista dos discos embebidos no betão após o ensaio (a) e sistema de aplicação de carga (b).	24
Figura 2.8 - Sequência do ensaio de <i>pull-out</i> : Lok-Test [46].	25
Figura 2.9 - Sequência do ensaio de <i>pull-out</i> : Capo-Test [46].	25
Figura 2.10 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cilindros (Dinamarca).	27
Figura 2.11 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cilindros (Estados Unidos e Canadá).	27
Figura 2.12 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cubos (Suécia, Holanda e Inglaterra).	28
Figura 3.1 - Molde prismático de dimensões 200x200x600 mm ³ com os dispositivos de arranque instalados.	33
Figura 3.2 - Localização dos discos nos moldes de 150x150x600 mm ³ (cortes A-A e B-B) e de 200x200x600 mm ³ (cortes C-C e D-D).	34
Figura 3.3 - Localização dos discos de arranque nos provetes.	35
Figura 3.4 - Curvas granulométricas dos agregados.	36
Figura 3.5 - Realização do processo de amassadura do betão, em betoneira de 35 litros, com introdução da água (a) e do superplastificante (b).	39
Figura 3.6 - Etapas de execução do ensaio de espalhamento.	39
Figura 3.7 - Moldes utilizados para a execução dos vários provetes.	40
Figura 3.8 - Pormenor do enchimento da primeira camada de betão (a) e da betonagem concluída (b).	40
Figura 3.9 - Compactação da argamassa D4 AC050, recorrendo a uma mesa vibratória.	41
Figura 3.10 - Provetes de dimensões 150x150x175 mm ³ depois da cura.	41
Figura 3.11 - Equipamento utilizado para os ensaios de ultrassons.	42

Figura 3.12 - Realização do ensaio de propagação de ondas ultrassônicas: marcação dos pontos para a colocação dos transdutores (a) e medição do tempo de percurso (b).	43
Figura 3.13 - Esclerómetro de Schmidt.....	44
Figura 3.14 - Realização do ensaio esclerométrico.	44
Figura 3.15 - Aparelho de pesagem (a) e de aplicação da carga (b) dos provetes para ensaios destrutivos à compressão.....	45
Figura 3.16 - Equipamento utilizado para os ensaios de <i>pull-out</i>	46
Figura 3.17 - Pormenor da colocação dos dispositivos de arranque nos moldes.	46
Figura 3.18 - Pormenor da face de enchimento e da extração do cone de betão na face moldada.	47
Figura 3.19 - Pormenor da rotação do disco no provete de argamassa.	48
Figura 4.1 - Resultados dos ensaios em função do tipo de betão.	51
Figura 4.2 - Resistência à compressão em função da força de arranque para cada uma das faces dos provetes... ..	52
Figura 4.3 - Força de arranque em função do tipo de acabamento em cada uma das faces.	53
Figura 4.4 - Pormenor das fissuras entre os discos das faces moldadas e da face de enchimento.	53
Figura 4.5 - Pormenor das marcas deixadas nas faces de enchimento e moldada de um provete, depois de realizado o ensaio de <i>pull-out</i>	54
Figura 4.6 - Exemplos de problemas ocorridos nas faces de enchimento: fissuração radial (a) e rotura não cónica do betão (b).	54
Figura 4.7 - Exemplos de amostras dos betões D20 AC050 (a), D12 AC050 (b) e D4 AC050 (c) depois da realização dos ensaios de <i>pull-out</i> nas faces moldadas.	55
Figura 4.8 - Força de arranque e resistência à compressão em função da máxima dimensão do agregado.	56
Figura 4.9 - Resultados das determinações efetuadas em função da máxima dimensão dos agregados.	56
Figura 4.10 - Exemplos de amostras dos betões D12 AC070 (a), D12 AC050 (b) e D12 AC030 (c) depois da realização dos ensaios de <i>pull-out</i> nas faces moldada.....	57
Figura 4.11 - Força de arranque em função da resistência à compressão, para diferentes relações água-cimento.....	57
Figura 4.12 - Comparação dos valores experimentais com a norma portuguesa NP EN12504-3.....	58

Índice de Tabelas

Não foi encontrada nenhuma entrada do índice de ilustrações.

Tabela 2.1 - Incidência das dimensões do provete sobre a transmissão dos impulsos ultrassônicos [40].	14
Tabela 2.2 - Correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão [56].	20
Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios preliminares de <i>pull-out</i> em função da distância ao bordo.	34
Tabela 3.2 - Quantidade total de provetes e de ensaios realizados.	35
Tabela 3.3 - Propriedades dos agregados.	36
Tabela 3.4 - Composição e espalhamento dos betões.	38
Tabela 3.5 - Datas das amassaduras, descofragem e início dos ensaios.	42
Tabela 4.1 - Valores médios dos resultados obtidos nos ensaios realizados.	51

Índice de Anexos

Anexo 1 - Resultados dos ensaios realizados	A.3
Anexo 2 - Comparação dos resultados obtidos com bibliografia existente	A.7

Simbologia

a	constante
A	área
b	constante
d	distância
d_1	diâmetro do disco de <i>pull-out</i>
d_2	diâmetro interno do anel de contrapressão
E_d	módulo de elasticidade dinâmico do material
F	força
F_p	força de <i>pull-out</i>
f_c	tensão de rotura à compressão do betão
$f_{c,cil}$	tensão de rotura à compressão do betão (provete cilíndricos)
$f_{c,cubo}$	tensão de rotura à compressão do betão (provete cúbicos)
f_{cm}	tensão média de rotura à compressão do betão
h	distância entre disco de <i>pull-out</i> e a superfície do betão
M_1	massa do agregado saturado com a superfície seca ao ar
M_2	massa do picnómetro contendo o provete de agregado saturado
M_3	massa do picnómetro apenas cheio de água
M_4	massa do ar do provete seco em estufa
t	tempo
v	velocidade
V_c	velocidade de propagação dos ultrassons no betão
WA_{24}	absorção de água
λ	comprimento de onda
ρ	massa volúmica do material

ρ_{α}	massa volúmica do material impermeável das partículas
ρ_{rd}	massa volúmica das partículas secas
ρ_{ssd}	massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca
ρ_w	massa volúmica da água
ν	coeficiente de Poisson do material
γ	densidade

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e justificação

A avaliação das propriedades do betão, antes, durante e após a sua colocação tem como objetivo o controlo da qualidade da estrutura, pelo que tem sido uma preocupação da engenharia de estruturas ao longo dos tempos.

Entre as diferentes propriedades do betão, a resistência à compressão é correntemente utilizada como um indicador do seu desempenho, e constitui uma referência importante de especificações e controlo de qualidade para as estruturas.

A avaliação da resistência do betão pode ser realizada para concretizar três objetivos diferentes [12, 41]:

1. **Ensaio para controlo de fabrico:** normalmente realizados pelo dono da obra ou pelas empresas de fabrico de betão, para proceder a ajustamentos necessários de modo a assegurar a qualidade do produto fornecido;
2. **Ensaio para controlo de conformidade:** realizados ou solicitados, de acordo com o planeamento estabelecido, para avaliar a conformidade do betão com determinada especificação;
3. **Ensaio suplementares:** ensaios que se realizam quando os resultados dos ensaios em provetes moldados não satisfazem as exigências de conformidade, não estiverem disponíveis, se existirem dúvidas quanto aos resultados, ou se os defeitos de execução ou a influência de condições meteorológicas extremas originarem dúvidas quanto à resistência, durabilidade e segurança da estrutura.

Em geral, as propriedades de resistência do betão são avaliadas indiretamente através da medição da resistência de provetes moldados em laboratório, tipicamente em cilindros ou cubos normalizados. No entanto, e para além de esta avaliação ser realizada normalmente aos 28 dias, os valores obtidos na verificação da resistência à compressão do betão aplicado na estrutura não consideram as variações associadas ao transporte, colocação, compactação e cura, cujas condições são diferentes daquelas em que é moldado em laboratório.

Sendo o tempo de execução das estruturas um fator cada vez mais condicionante para a rentabilidade económica da construção, é essencial o controlo em contínuo da resistência do betão com vista à otimização das sequências construtivas, nomeadamente de aplicação de pré-esforço e de descofragem, bem como, em tempo frio, o fim do tempo de cura, que pode resultar numa redução substancial de custos.

Esta exigência conduziu ao desenvolvimento de tecnologias de construção cada vez mais sofisticadas que, para serem implementadas, obrigam a um acompanhamento mais preciso do crescimento da

resistência do betão, nomeadamente em idades jovens. A determinação da resistência à compressão em provetes moldados e curados em condições normalizadas não reproduz a evolução da resistência à compressão *in situ*.

Nas últimas décadas foram desenvolvidas inúmeras técnicas de ensaio *in situ* para que a estimativa da resistência à compressão do betão seja mais fiável, rápida, económica, simples e com poucos ou nenhuns danos para a estrutura. No caso de essa estimativa não ser direta, é necessário saber as correlações entre a resistência do betão e os parâmetros medidos nos vários métodos específicos.

Os métodos de ensaio *in situ* podem ser classificados segundo os danos que estes provocam à estrutura, podendo ser destrutivos, não-destrutivos e parcialmente destrutivos:

- i. **Ensaio destrutivo:** os métodos destrutivos convencionais permitem que a resistência seja medida a partir de amostras extraídas da estrutura que, posteriormente, são ensaiadas em laboratório. São técnicas que podem causar alguns danos à estrutura, pelo que será necessário proceder à reparação dos locais de extração das amostras, mesmo que esses danos não causem perdas de desempenho estrutural. As amostras mais comuns que se retiram são designadas por carotes, podendo também ser extraídas amostras prismáticas por corte;
- ii. **Ensaio não-destrutivo:** com os ensaios não-destrutivos as propriedades de resistência não são avaliadas diretamente, sendo medidas algumas propriedades a partir das quais se estabelecem relações para estimar a resistência à compressão. Estes métodos têm a grande vantagem de serem de execução rápida e de o betão não ser danificado. Dentro deste tipo de ensaios encontram-se os seguintes métodos: medição da dureza superficial, medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e medição da maturidade;
- iii. **Ensaio parcialmente destrutivo:** neste tipo de ensaios o betão é testado até à rotura, mas os danos resultantes são muito localizados e suficientemente pequenos para não causarem perdas de desempenho estrutural [13]. Entre os ensaios deste tipo citam-se: ensaio de arranque (*"Pull-out Test"*), ensaio de tração direta e medição da resistência à penetração.

Com a presente dissertação pretende-se melhorar o conhecimento sobre as técnicas de avaliação do crescimento da resistência do betão durante a fase construtiva das estruturas, nomeadamente em idades jovens, tendo como principal objetivo a identificação dos fatores que influenciam os ensaios parcialmente destrutivos, do tipo *pull-out*, para a caracterização da referida resistência.

1.2 Objetivos e organização da dissertação

Esta dissertação tem como objetivo avaliar a influência das variações da composição do betão e da localização dos discos de arranque na adequabilidade dos ensaios do tipo *pull-out* para a caracterização da resistência à compressão do betão em idades jovens.

Também se procurará efetuar uma comparação de resultados utilizando outras técnicas não destrutivas, nomeadamente ultrassons e esclerómetro, tendo como referência os resultados de ensaios de resistência à compressão em provetes normalizados.

O texto da dissertação encontra-se organizado em cinco capítulos, sendo o primeiro a presente introdução.

No capítulo 2 faz-se um enquadramento geral sobre a importância do conhecimento da resistência à compressão para a execução das estruturas, bem como dos vários métodos de ensaio disponíveis para a sua avaliação. Neste capítulo também se descrevem os princípios teóricos dos métodos de ensaio utilizados para este estudo, assim como os seus procedimentos práticos e as suas aplicações.

No capítulo 3 apresenta-se o programa experimental deste trabalho, com a descrição dos procedimentos para a realização de cada ensaio, assim como dos materiais e dos equipamentos utilizados.

No capítulo 4 são expostos os resultados obtidos dos ensaios, seguido de uma análise comparativa dos mesmos.

Finalmente, no capítulo 5 faz-se referência às principais conclusões do trabalho desenvolvido e apresentam-se sugestões para desenvolvimentos futuros nesta área de investigação.

2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO BETÃO *IN SITU*

2.1 Considerações gerais

A avaliação da resistência do betão *in situ* permite, por um lado, quantificar a qualidade do betão colocado, e por outro, acompanhar o desenvolvimento da sua resistência durante a construção [11, 32, 33].

Relativamente aos objetivos referidos na secção 1.1, os ensaios *in situ* incluem-se no grupo de ensaios suplementares, sendo, também, indicados para a verificação da conformidade do betão com determinadas especificações, tais como a sua homogeneidade, massa volúmica e porosidade, entre outras.

Em relação ao betão recém-aplicado as situações mais frequentes em que se recorre aos ensaios *in situ* são [45]:

- a) Não conformidade do betão fornecido em termos de uma determinada especificação.
- b) Incertezas respeitantes à qualidade da mão-de-obra envolvida na fabricação do betão e a sua influência nas propriedades futuras do betão.
- c) Controlo de qualidade da construção ou fabrico do betão.
- d) Acompanhamento do desenvolvimento da resistência quando se procede a operações que têm lugar nas primeiras horas ou dias de uma estrutura, nomeadamente os trabalhos de descofragem, fim de cura, aplicação de cargas e aplicação de pré-esforço.

Em estruturas existentes, a necessidade surge a partir de uma variedade de causas, que incluem:

- a) Reforço de estruturas;
- b) Proposta de alteração ou ampliação da estrutura;
- c) Aceitabilidade de uma estrutura para efeitos de compra ou de seguro;
- d) Avaliação da integridade estrutural ou de segurança após a deterioração material, ou danos estruturais resultantes de fatores como excesso de carregamento, incêndios, explosões, fadiga, ataques químicos ou efeitos ambientais;
- e) Manutenção ou adequação de elementos conhecidos ou suspeitos de conter material que não cumpra com as especificações ou com o projeto;
- f) Avaliação da causa e extensão da deterioração como um passo preliminar para a conceção de sistemas de reparação;
- g) Avaliação da qualidade ou integridade das reparações efetuadas;
- h) Monitorização a longo prazo das alterações das propriedades dos materiais e do desempenho estrutural.

2.2 Descrição dos ensaios utilizados

Como referido, o objetivo principal da presente dissertação é a análise da influência da variação da composição do betão e da localização dos dispositivos de arranque nos ensaios de *pull-out* para a estimativa da resistência à compressão do betão *in situ*. Para a realização desta análise foi elaborado um plano de ensaios de modo a que os resultados destes pudessem ser comparados com os resultados de outros métodos de ensaio *in situ*.

Nesta secção será feita a descrição dos métodos previstos no plano de ensaios, pretendendo apresentar as características, as aplicações, as vantagens e inconvenientes dos vários métodos, com vista à avaliação da resistência do betão *in situ*.

Os métodos de ensaio a que se fará referência são: propagação de ondas ultrassonoras, medição da dureza superficial (ensaio esclerométrico) e de arranque (*pull-out*).

2.2.1 Ensaios de propagação de ondas ultrassonoras

Os primeiros estudos da medição da velocidade de propagação de uma onda, gerada mecanicamente, surgiram nos Estados Unidos da América, em meados dos anos 40 do século passado. Verificou-se que a velocidade depende principalmente das propriedades elásticas do material, sendo praticamente independente da geometria [13].

Sensivelmente na mesma época foram realizados estudos no Canadá e no Reino Unido utilizando transdutores eletroacústicos, que forneciam um maior controlo sobre o tipo de frequência de ondas geradas. Esta forma de ensaio foi desenvolvida até ao atual processo de medição de velocidade de propagação de ondas ultrassonoras, com aparelhos constituídos por circuitos elétricos capazes de gerar e registar ondas com frequência entre 20 a 150 kHz.

Neste ensaio determina-se a velocidade de propagação de um impulso de energia vibratória através do elemento de betão [1, 23, 30].

Assim, é possível obter informação sobre a homogeneidade do material, e.g. da existência de fendas ou vazios. A partir da velocidade de propagação das ondas podem ainda ser obtidas estimativas do módulo de elasticidade dinâmico e, recorrendo a correlações empíricas, da resistência à compressão [9].

2.2.1.1 Princípios teóricos

Este método de ensaio emprega um equipamento que consiste num gerador de impulsos o qual envia um sinal de alta-voltagem e de curta duração a um transdutor, provocando uma vibração ao transdutor até à sua ressonância. No início do impulso elétrico é ligado um temporizador eletrónico. As vibrações do transdutor são transferidas para o betão através de um fluido viscoso de acoplamento. O impulso vibratório atravessa o elemento e é detetado por um transdutor de receção acoplado à superfície do elemento, convertendo o trem de ondas em sinal elétrico. Quando o impulso é recebido, o temporizador eletrónico é desligado, registando-se o tempo decorrido nesse percurso [1].

De acordo com a teoria da propagação do som em sólidos, a velocidade de transmissão é função da densidade e do módulo de elasticidade do material, sendo independente da frequência da vibração que se transmite ao meio. A velocidade de propagação das ondas entre dois pontos (v) é determinada a partir do conhecimento da distância (d) e da medição do tempo de percurso da onda entre esses dois pontos (t), através da expressão [9],

$$v = \frac{d}{t} \quad (2.1)$$

Uma vez que a velocidade de propagação das ondas em sólidos é muito influenciada pela existência de descontinuidades, esta velocidade é muitas vezes considerada como um parâmetro representativo da qualidade destes materiais [49]. Assim, para um mesmo material, quanto maior for a velocidade menor será a quantidade de defeitos ou fendas existentes no percurso efetuado pela onda.

No caso de materiais homogêneos, isotrópicos e com comportamento elástico linear, a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas de compressão (ondas P) relaciona-se com o módulo de elasticidade dinâmico do material através da expressão,

$$E_d = \rho v^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (2.2)$$

em que:

- E_d – módulo de elasticidade dinâmico do material;
- ρ – massa volúmica do material;
- v – velocidade de propagação das ondas ultrassônicas (ondas P);
- ν – coeficiente de Poisson do material.

De acordo com o código ACI 318 [2], o módulo de elasticidade do betão é proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão. Sendo a velocidade de propagação proporcional à raiz quadrada do módulo de elasticidade e inversamente proporcional à densidade do betão, então a velocidade de propagação é proporcional à raiz quarta da resistência à compressão,

$$f_c = av^4 \quad (2.3)$$

em que:

- f_c – tensão de rotura à compressão do betão;
- a – constante que depende da massa volúmica e do coeficiente de Poisson do material.

Isto significa que, para uma dada composição de betão, com o aumento da resistência à compressão com a idade verifica-se um pequeno aumento proporcional da velocidade de propagação. Em idades mais avançadas do betão, a velocidade de propagação é pouco sensível ao aumento da resistência.

2.2.1.2 Procedimento de ensaio

Os equipamentos utilizados neste tipo de ensaio são constituídos por uma unidade central que possui um gerador de impulsos elétricos, um par de transdutores (emissor e recetor), um amplificador e um dispositivo eletrónico para a medição do tempo que decorre entre a frente do impulso gerado no transdutor-emissor e a sua chegada ao transdutor-recetor (Figura 2.1).

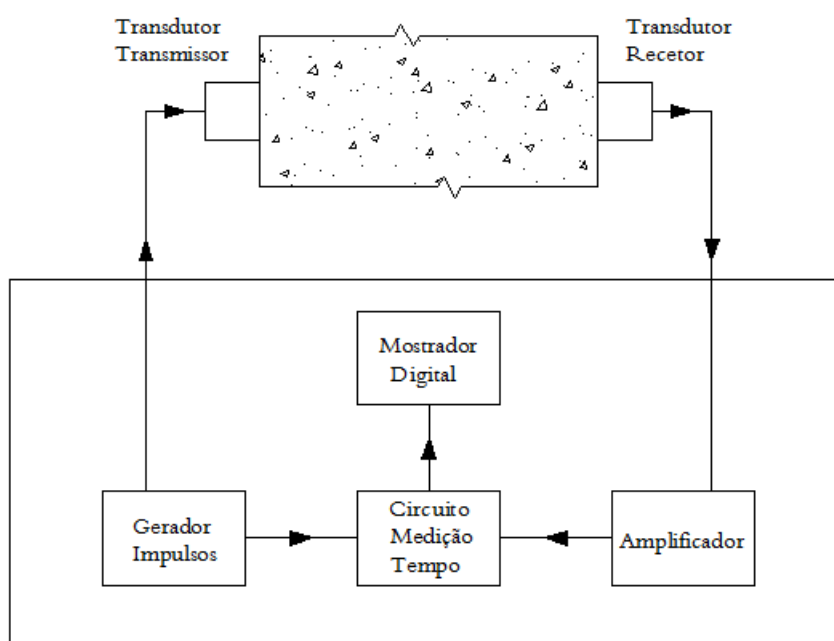


Figura 2.1 - Esquema do aparelho de medição da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas [4].

O procedimento deste ensaio é relativamente simples, mas para se obterem resultados com um elevado grau de precisão é necessário ter especiais cuidados.

Uma vez que pequenas variações da velocidade de propagação podem refletir grandes mudanças no estado do betão, é desejável que a velocidade seja medida com uma precisão de $\pm 2\%$, o que implica que as medições do tempo e do comprimento de percurso sejam efetuadas com uma precisão de $\pm 1\%$ cada uma [13].

Um fator essencial é um bom acoplamento entre a face do transdutor e a superfície do betão. A superfície a ensaiar deve ser lisa, regular e apresentar-se limpa, e para que esse acoplamento seja perfeito deve aplicar-se um agente condutor (massa, óleo). O ensaio deve realizar-se, de preferência, nas superfícies moldadas.

Segundo a norma portuguesa NP EN 12504-4 [40], relativa aos ensaios de ultrassons, antes de iniciar o ensaio deve proceder-se à calibração do aparelho, utilizando a barra de calibração. A seguir devem marcar-se os pontos de colocação dos transdutores e medir-se rigorosamente o comprimento de percurso. Em ato contínuo aplica-se um agente condutor nas faces dos transdutores ou na superfície a ensaiar, ou em ambos. Pressionam-se firmemente as faces dos transdutores contra as superfícies do betão até que o tempo de percurso exibido fique estável e regista-se o tempo decorrido.

Quanto mais distantes entre si estiverem os dois transdutores e quanto menor for o ângulo formado pelas normais exteriores às suas superfícies, maior será a atenuação da onda ao atingir o recetor [9]. Para a realização deste ensaio os transdutores podem ser colocados na superfície do elemento a ensaiar de três maneiras diferentes (Figura 2.2):

- (a). Em faces opostas (transmissão direta);
- (b). Em faces adjacentes (transmissão semi-direta);
- (c). Na mesma face (transmissão indireta).

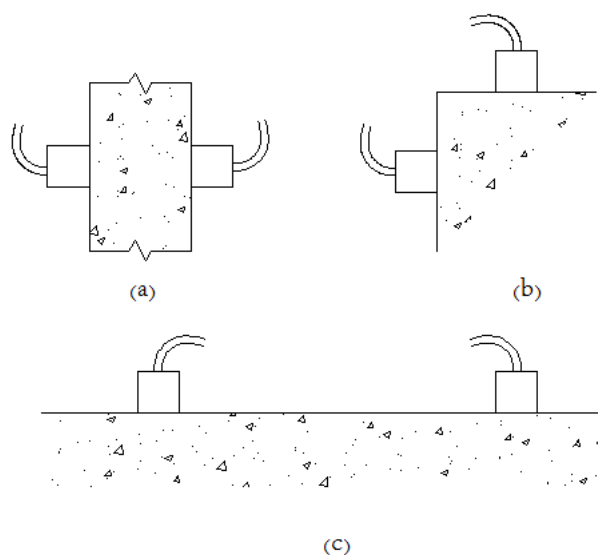


Figura 2.2 - Modos de propagação das ondas ultrassônicas [9].

A transmissão direta é mais adequada para avaliar a qualidade global do material, em particular quando os ensaios são efetuados *in situ*, uma vez que a distância entre os transdutores pode ser relativamente grande, envolvendo volumes significativos da estrutura [9]. Para além disso, a energia máxima de vibração é transmitida perpendicularmente à face dos transdutores, pelo que se obtêm valores de tempo de percurso mais fiáveis [13].

A transmissão semi-direta pode, por vezes, ser utilizada de forma satisfatória se o ângulo e a distância entre os transdutores não forem demasiado grandes.

A transmissão indireta é a mais adequada para detetar a existência de eventuais fendas e estimar a sua profundidade. No entanto, é o método que, globalmente, apresenta resultados menos satisfatórios, uma vez que a amplitude do sinal recebido pode ser inferior a 3% quando comparado com a transmissão direta.

Para além da distância dos transdutores e do ângulo formado pelas suas normais, existem outros fatores que podem influenciar a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas, nomeadamente a temperatura e estado de humidade do betão, as dimensões da peça a ensaiar e a presença de armaduras ou de fissuras e vazios.

A velocidade de propagação através de um betão saturado pode ser até 5% superior relativamente ao mesmo betão em condições secas, embora essa influência seja menor para betões de alta resistência.

Em betões saturados, a velocidade de propagação é menos sensível a alterações da sua qualidade relativa.

A influência que o estado de humidade provoca, tanto na velocidade de propagação como na resistência do betão, é um fator que contribui para a dificuldade de calibração e de correlação entre estas duas propriedades, uma vez que o teor de humidade do betão diminui geralmente com a idade. Esta dificuldade aumenta quando se pretendem comparar, para o mesmo betão, os resultados obtidos em laboratório, através de provetes normalizados, com os que se obtêm *in situ*. As diferentes condições de cura na hidratação do cimento e a presença de água livre nos vazios podem conduzir a diferenças significativas na velocidade de propagação das ondas ultrassónicas.

A velocidade de propagação é independente das dimensões da peça a ensaiar, a menos que a menor dimensão lateral da peça seja inferior ao comprimento de onda da vibração transmitida [40]. O comprimento de onda é dado por,

$$\lambda = \frac{\text{velocidade de propagação}}{\text{frequência de vibração}} \quad (2.4)$$

Se a mínima dimensão lateral for menor que o comprimento de onda ou se for utilizada a disposição da transmissão indireta, o modo de propagação varia e, assim, a velocidade medida será diferente. Isto é particularmente importante nos casos em que se comparam elementos de betão de dimensões significativamente diferentes.

Tabela 2.1 - Incidência das dimensões do provete sobre a transmissão dos impulsos ultrassónicos [40].

Frequência do transdutor [kHz]	Velocidade de propagação dos ultrassons no betão [km/s]		
	V _c =3,50	V _c =4,00	V _c =4,50
	Dimensão lateral mínima recomendada do provete [mm]		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

Um dos principais fatores a ter em conta neste tipo de ensaio é a presença de armaduras. Deve-se evitar efetuar medições nas proximidades das armaduras dos elementos de betão armado, uma vez que a velocidade de propagação é superior à que se obtém em betão simples.

Este aumento de velocidade de propagação é dependente da proximidade de armaduras, da quantidade, do diâmetro e da orientação em relação à direção de propagação. Não sendo possível evitar a presença de armaduras, é indispensável proceder a correções dos valores medidos para se obter uma estimativa fiável da velocidade de propagação no betão [13].

Quando o impulso ultrassónico, ao atravessar o betão, encontra uma interface ar-betão, não há transmissão de energia através desta interface. O primeiro impulso a chegar ao transdutor-recetor terá sido difratado pela periferia do defeito e o tempo de percurso será muito maior que no betão similar mas sem defeitos.

Em elementos fissurados, quando os bordos da fissura são mantidos em contacto por forças de compressão, ou se a fissura estiver cheia de líquido ou de partículas sólidas, a energia ultrassónica pode passar sem entraves através da fissura, podendo não ser detetada num aparelho de leitura digital. Neste caso, medições de atenuação do impulso podem dar informações valiosas sobre a qualidade dum elemento de betão [40].

Para a realização deste método de ensaio podem ser consideradas as normas NP EN 12504-4 [40] e ASTM C 597 [4].

2.2.1.3 Principais aplicações

O ensaio de propagação de ondas ultrassonoras é um dos métodos mais usados, sendo de destacar como principais aplicações as seguintes [13]:

- Determinação da uniformidade (homogeneidade) do betão;
- Deteção de fissuras e vazios;
- Estimativa da resistência à compressão;
- Avaliação da deterioração do betão;
- Medição da espessura de camadas com diferentes composições;
- Medição do módulo de elasticidade;
- Monitorização do desenvolvimento da resistência.

A medição da propagação de ondas ultrassonoras teve como objetivo inicial o desenvolvimento de um método fiável para examinar o interior de um elemento de betão de uma forma não-destrutiva. O equipamento é razoavelmente barato, fácil de operar e fiável. No entanto, os operadores devem ter a experiência adequada e a consciência dos fatores que influenciam as leituras.

Infelizmente, a aplicação menos fiável é para a estimativa da resistência à compressão do betão. Os fatores que influenciam as calibrações são tantos que, mesmo sob condições ideais, com uma calibração específica, é improvável que se alcance o limite de confiança de 95% na previsão da resistência à compressão *in situ* do betão.

2.2.2 Ensaios de medição de dureza superficial (esclerométrico)

Uma das propriedades que caracterizam a qualidade do betão é a sua dureza. Os primeiros estudos para medir a dureza da superfície de betão surgiram na década de 1930. Estas técnicas baseavam-se no impacto de uma massa sobre a superfície de betão, ativada por uma determinada quantidade de energia. Através do recuo dessa massa era possível avaliar o grau de endurecimento do betão e a sua resistência [13].

Nos primeiros métodos media-se o tamanho da massa produzida por uma esfera de aço que era fixada num pêndulo, num martelo mecânico ou disparada a partir de uma pistola de testes normalizada. Através dessa medição era possível avaliar o grau de endurecimento do betão e a sua resistência. Esta avaliação era muito aproximada e conduzia, naturalmente, a erros significativos.

Mais tarde, no final da década de 1940, o engenheiro suíço Ernst Schmidt desenvolveu um aparelho de medição da dureza superficial designado por esclerómetro (*Rebound Hammer*). Este aparelho permite medir o recuo de uma massa, expresso em índice esclerométrico, que é tanto maior quanto mais dura for a superfície do betão. Através deste índice é possível avaliar a uniformidade da superfície do betão e, através de correlações empíricas, obter uma estimativa da sua resistência superficial.

2.2.2.1 Princípios teóricos

Este ensaio baseia-se no princípio de que o recuo de uma massa depende da dureza da superfície com a qual colide.

O *esclerómetro de Schmidt* tem os seguintes componentes principais: corpo exterior, êmbolo, martelo e mola. Para executar o ensaio, o êmbolo é estendido a partir do aparelho e é posto em contacto com a superfície de betão. Quando o êmbolo é estendido, um mecanismo de travamento bloqueia o martelo na extremidade superior do êmbolo. O corpo do aparelho é, então, empurrado sobre o elemento de betão. Esta ação causa uma extensão da mola ligando o martelo ao corpo. Quando o corpo é levado ao seu limite de percurso, o travamento é libertado e a mola puxa o martelo contra o elemento de betão. O martelo colide com a face do êmbolo e ressalta. O ressalto do martelo faz mover um ponteiro, visível no exterior do invólucro do aparelho, e regista a distância máxima de recuo (Figura 2.3) [1].

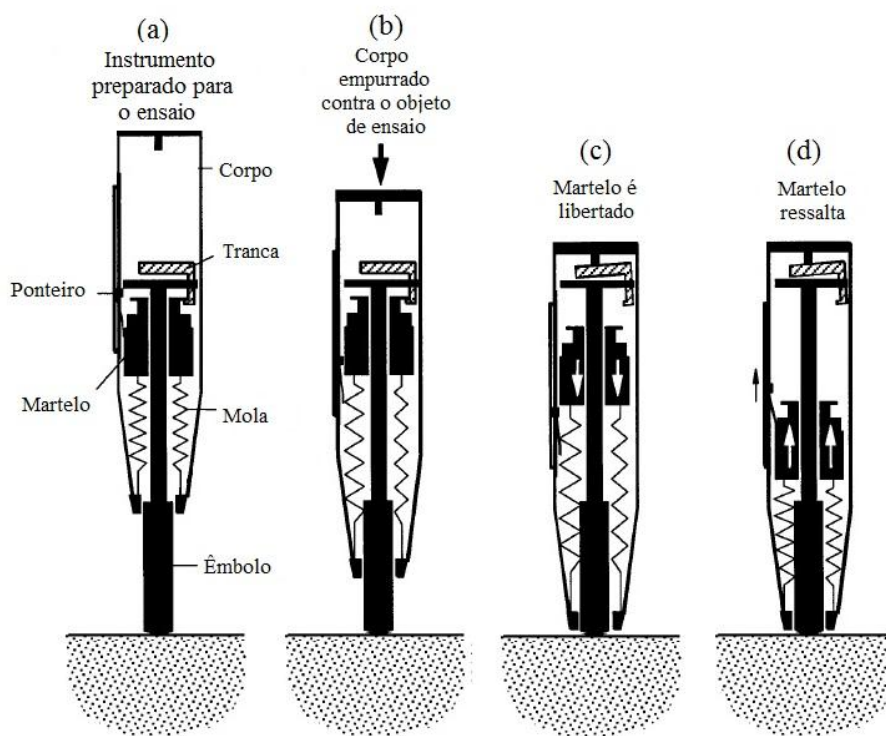


Figura 2.3 - Esquema de operação do esclerômetro de Schmidt [1].

Como referido, a medição deste recuo é expresso em termos de índice esclerométrico, que permite estimar o valor da dureza superficial do betão.

A chave para compreender as limitações inerentes a este ensaio para estimar a resistência do betão é reconhecer os fatores que influenciam a distância de recuo. O recuo do martelo depende da energia armazenada na mola antes do impacto com o êmbolo e da quantidade que é absorvida. Parte dessa energia é absorvida devido ao atrito interno no aparelho, e a outra parte é absorvida entre a face do êmbolo e a superfície do betão. É esse último fator que permite o uso do índice esclerométrico como indicador das propriedades do betão. A energia absorvida depende das propriedades elásticas do betão (relação tensão-deformação). Logo, a energia absorvida depende da resistência e da rigidez do betão, o que torna uma avaliação teórica bastante difícil [1, 5, 12]. Nestes termos, rigidez é definida como resistência à deformação no impacto.

Um betão com baixa resistência e baixa rigidez absorve mais energia que um betão com resistência e rigidez mais elevadas. Ou seja, o índice esclerométrico é tanto maior quanto maior for a sua dureza superficial.

Como o tipo de agregado afeta a rigidez do betão, é necessário estabelecer as relações para as resistências em betões produzidos com o mesmo material que serão utilizados nos betões das estruturas. Isto porque é possível haver duas misturas de betão com a mesma resistência, mas com rigidez diferente, e obter índices esclerométricos diferentes. Por outro lado, é possível que para dois betões com resistências diferentes o índice esclerométrico seja igual se a rigidez do betão com menor resistência for maior que a rigidez do betão com maior resistência.

O índice esclerométrico expressa uma medida da dureza relativa da zona avaliada, não devendo ser relacionada diretamente com qualquer outra propriedade do betão. Ainda assim, a utilização deste método permite verificar a uniformidade da qualidade do betão, obter uma estimativa aproximada da resistência e classificar a superfície em termos da sua resistência à abrasão.

2.2.2.2 Procedimento de ensaio

Inicialmente deve-se proceder ao tratamento da superfície a ensaiar de modo que esta fique lisa, limpa e seca, devendo ser evitadas áreas com carbonatação.

Segundo a norma portuguesa NP EN 12504-2 [38], relativa aos ensaios esclerométricos, para realizar este ensaio é necessário segurar firmemente o aparelho de modo que o êmbolo fique perpendicular à superfície a ensaiar. Empurra-se gradualmente o aparelho sobre a superfície até que ocorra o impacto do martelo sobre esta.

Após o impacto, mantém-se a pressão sobre o aparelho e prime-se o botão que está localizado lateralmente, para bloquear o êmbolo na sua posição retraída. Lê-se o número de ressalto na escala para o número inteiro mais próximo e regista-se esse número.

O índice esclerométrico é sensível às condições do local onde ocorre o ensaio. Por exemplo, se o ensaio se realizar sobre uma partícula de agregado rígido ou sobre um varão de aço, o índice esclerométrico será elevado. No caso de o ensaio se realizar sobre um grande vazio de ar ou sobre uma partícula macia de agregado, resultará num índice menor. Por outro lado, a presença de carbonatação na superfície e a sua textura também influenciam os resultados obtidos, não sendo indicativos do interior do betão. Uma superfície que apresente carbonatação terá um maior índice esclerométrico, enquanto numa superfície áspera este valor será menor. Nestes casos é necessário proceder ao tratamento da superfície para que não haja influência destes fatores (Figura 2.4) [1].

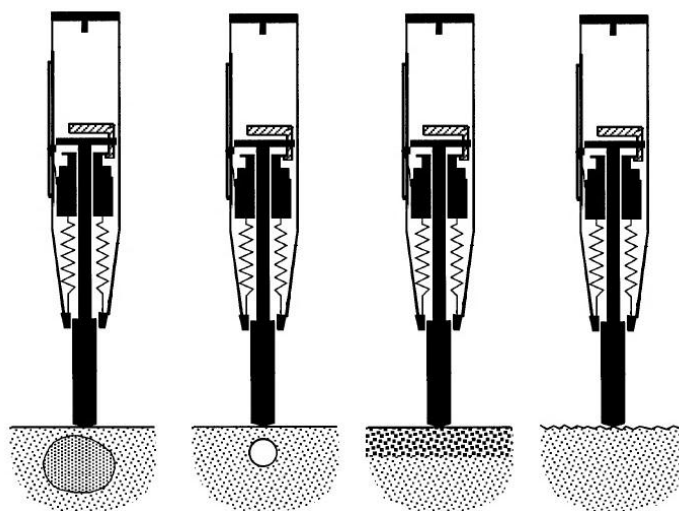


Figura 2.4 - Superfícies de betão que influenciam o índice esclerométrico [1].

Para evitar este tipo de situações, a norma NP EN 12504-2 [3] recomenda que sejam efetuadas nove leituras em cada área a ensaiar e que os ensaios sejam realizados a mais de 25 mm uns dos outros. Dentro dessas nove leituras, devem excluir-se aquelas que difiram em 6 unidades da média. Caso haja

mais de duas leituras na situação anterior, não devem ser consideradas as leituras e devem efetuar-se novos ensaios noutra local.

Os outros fatores que influenciam os resultados deste tipo de ensaio são os seguintes: carbonatação, estado de humidade da superfície, condições de cura, textura da superfície e a orientação do ensaio, entre outros.

Para além da norma referida, o ensaio esclerométrico pode ser efetuado segundo a norma americana ASTM C 805 [5].

2.2.2.3 Principais aplicações

As aplicações da medição da dureza superficial podem ser divididas em quatro categorias [13]:

- Verificação da uniformidade da qualidade do betão;
- Comparar um dado betão com um requisito específico;
- Estimar aproximadamente a resistência superficial;
- Classificar o betão quanto à resistência à abrasão.

Este é um método de ensaio de fácil execução e económico, permitindo efetuar um grande número de leituras e uma grande amostragem da estrutura.

No entanto, há que ter sempre presente que os resultados caracterizam apenas a camada superficial do betão, não sendo possível detetar zonas interiores mal compactadas.

Uma outra limitação relaciona-se com a idade do betão e com a sua resistência. Não se recomenda que este método seja utilizado em betões com idades jovens ou com baixa resistência, porque o índice esclerométrico pode ser demasiado baixo, conduzindo a leituras pouco precisas, e pode causar alguns danos na superfície.

2.2.2.4 Correlação entre grandezas

A transformação do índice esclerométrico em resistência à compressão é feita com base em correlações previamente estabelecidas com o mesmo betão a empregar na estrutura.

O processo consiste em estabelecer essa calibração com a resistência à compressão de carotes retiradas para avaliação de estruturas existentes, ou no estabelecimento de uma relação em laboratório em provetes normalizados para avaliar o desenvolvimento da resistência durante a construção.

Na Tabela 2.2 são apresentadas algumas correlações entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão para diversos tipos de betão.

Tabela 2.2 - Correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão [56].

<i>Investigador</i>	<i>Relação</i>	<i>R²</i>	<i>Tipo de agregados</i>
Deer e Miller (1966) [16]	$f_c = 10^{(0.00014\gamma N + 31.6)}$	0.94	Três tipos básicos de rocha
Aufmuth (1973) [8]	$f_c = 6.9 \times 10^{[1.348 \log(\gamma N) + 1.86]}$		Três tipos básicos de rocha
Beverly et al. (1979) [10]	$f_c = 12.74 \exp[0.0185\gamma N]$		Três tipos básicos de rocha
Kidybinski (1980) [28]	$f_c = 0.447 \exp[0.045(N + 3.5) + \gamma]$	0.72	Rocha de carvão
Singh et al. (1983) [52]	$f_c = 2N$	0.94	30 unidades sedimentares
Shorey et al. (1984) [51]	$f_c = 0.4N - 3.6$	0.7	20 unidades sedimentares
Haramy e DeMarco (1985) [21]	$f_c = 0.994N - 0.383$	0.87	10 unidades sedimentares
Ghose e Chakraborti (1986) [19]	$f_c = 0.88N - 12.11$	0.77	Carvão
O' Rourke (1989) [43]	$f_c = 705N - 11040 \text{ (psi)}$	0.88	Arenito, siltito, calcário e anidrita
Sachpazis (1990) [50]	$N = 0.2329f_c + 15.7244$	0.81	33 unidades litológicas (mármore, calcário, dolomita)
Xu et al. (1990) [57]	$f_c = \exp(aN + b)$ a, b são coeficientes que dependem do tipo de rocha	0.91	Micaxistos, prasinite, serpentinito, gabro, mudstone
Cargill e Shakoor (1990) [14]	$f_c = 4.3 \times 10^{-2}(N\gamma) + 1.2$		Arenitos
Cargill e Shakoor (1990) [14]	$f_c = 1.8 \times 10^{-2}(N\gamma) + 2.9$		Carbonatos
Gokceoglu (1996) [20]	$f_c = 0.0001N^{3.2658}$	0.84	Marga
Aggıstalis (1996) [3]	$f_c = 1.31N - 2.52$	0.55	Gabro e basalto
Kahraman (1996) [24]	$f_c = 4.5 \times 10^{-2}(N\gamma)^{2.46}$	0.93	10 unidades litológicas
Katz et al. (2000) [26]	$\ln(f_c) = 0.792 + 0.067N \pm 0.231$	0.96	7 tipos de rocha diferentes
Kahraman (2001) [25]	$f_c = 6.97 \exp(0.014N\gamma)$		48 rochas diferentes
Yılmaz e Sendir (2002) [59]	$f_c = \exp(0.818 + 0.059N)$	0.98	Gipsita
Yasar e Erdogan (2004) [58]	$f_c = 4 \times 10^{-6}N^{4.2917}$		Dois tipos de calcário, dois tipos de mármore, arenito e basalto
Fener et al. (2005) [18]	$f_c = 4.24 \exp[0.059N]$		6 rochas ígneas, 3 metamórficas e 2 sedimentares
Kılıc e Teymen (2008) [27]	$f_c = 0.0137N^{2.2721}$	0.97	19 tipos de rocha diferentes

N : índice esclerométrico, f_c : resistência à compressão [MPa], γ : densidade da rocha (g/m^3), R : coeficiente de regressão

2.2.3 Ensaios de arranque (*pull-out*)

O ensaio de *pull-out* permite estabelecer uma relação entre a resistência à compressão e a carga de tração máxima que pode ser aplicada a um disco metálico incorporado no betão na sua rotura.

As primeiras experiências foram realizadas na década de 30 do século passado, nos Estados Unidos da América e na ex-União Soviética. Desde essa data foram realizadas várias investigações, tendo sido desenvolvidos sistemas que permitiam determinar a força necessária para extrair um determinado dispositivo inserido no betão [13].

Mas foi na década de 1960 que este método ganhou maior notoriedade. Peter Kierkegaard-Hansen desenvolveu um sistema (Lok-Test) cujo maior contributo foi a introdução de um procedimento que consiste na utilização de um anel de contrapressão colocado contra a superfície do betão com o intuito de fazer a extração do dispositivo. Com este método pretendia-se estimar a resistência à compressão da camada superficial do betão, considerada crítica em termos de durabilidade. O Lok-Test constitui, hoje em dia, a principal referência neste tipo de ensaio.

Mais tarde, nos anos 70 do século passado, foi desenvolvido na Dinamarca um novo sistema designado por Capo-Test, que usa o mesmo princípio do Lok-Test. Este ensaio é de grande utilidade para a estimativa da resistência do betão em estruturas já existentes, não necessitando de um planeamento prévio, ao contrário do Lok-Test [13].

2.2.3.1 Princípios teóricos

No ensaio de *pull-out* mede-se a força máxima necessária para extrair um disco metálico incorporado no betão. A força de arranque é aplicada por um sistema de carga que reage contra a superfície de betão por meio de um anel de reação concêntrico com o disco.

Como foi dito anteriormente, existem dois métodos para realizar este ensaio: o Lok-Test e o Capo-Test.

O Lok-Test consiste na extração de um dispositivo (*pull-out insert*) constituído por um disco metálico (*insert head*) com 25 mm de diâmetro e 8 mm de espessura, que é colocado a 25 mm de profundidade em relação à superfície do betão, ligado por um veio metálico cónico (*shaft insert*) com 7 mm de diâmetro, centrado no disco. Este dispositivo é fixado à cofragem antes da betonagem de modo a ficar embebido no betão.

O Capo-Test consiste no arranque de um dispositivo constituído por um veio e um anel que é expandido no interior de um furo realizado no betão endurecido. O anel é introduzido num furo de 18 mm de diâmetro e que depois de expandido fica com 25 mm de diâmetro, sendo colocado a 25 mm de profundidade relativamente à superfície betão.

Nos últimos anos têm sido realizados vários trabalhos com o objetivo de perceber o mecanismo de rotura e analisar o estado de tensão provocado pelo arranque dos dispositivos colocados no betão.

Jensen e Braestrup [22], na década de 1970, apresentaram o primeiro estudo analítico com o objetivo de fornecer uma base teórica para a existência de uma relação linear entre a força de arranque final e a resistência à compressão. Concluíram que, se o ângulo do vértice for igual a metade do ângulo de

atrito interno do betão (Figura 2.6) e se a resistência à tração for uma fração constante da resistência à compressão, há uma relação proporcional entre a força de arranque final e a resistência à compressão.

Em 1981 Ottosen realizou uma análise de elementos finitos utilizando modelos não-lineares e considerando o betão como um material homogéneo [44]. Através desta análise concluiu que a rotura se devia essencialmente a um estado de compressão biaxial instalado na superfície de rotura e que ocasionalmente era sobreposto por pequenas tensões de tração.

Em 1983 Stone e Carino [54] realizaram vários ensaios de *pull-out*, utilizando dispositivos à escala 12:1, de modo a obter uma compreensão do mecanismo de rotura que permitisse, também, medir a distribuição de tensões no betão durante o ensaio. Através destes ensaios, os autores sugeriram que a rotura se iniciava na ligação agregado-argamassa para 80% da carga final.

Mais tarde, em análises de elementos finitos para ensaios de arranque com ângulos de vértice de 54° e 70° , utilizando uma análise elástica linear, os mesmos autores observaram que se desenvolvia um estado triaxial de tensões complexo na escora entre o anel de contrapressão e o disco. Na Figura 2.5 são mostradas as trajetórias das tensões principais para as duas configurações analisadas. Em ambos os casos observa-se uma concordância entre as trajetórias das tensões de compressão e a superfície de rotura, embora para o ângulo de vértice de 54° a curva não seja tão acentuada. É de notar que as tensões principais de tração atuam perpendicularmente à trajetória das tensões de compressão. O facto de as direções das trajetórias das tensões serem coincidentes com a forma da superfície de rotura, levaram a concluir que a força de tração poderá desempenhar um papel maior no ensaio de *pull-out* do que o foi proposto por Ottosen [15].

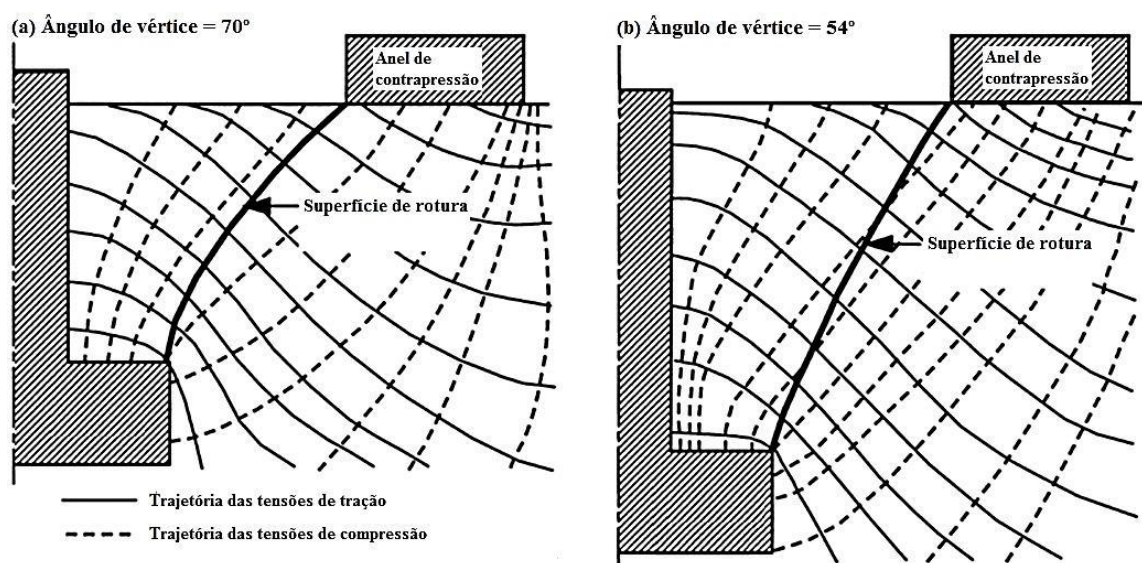


Figura 2.5 - Trajetórias das tensões de tração e compressão antes da formação de fissuras e forma aproximada do tronco cónico após a carga final [53].

Noutros estudos efetuados por Stone e Giza [55], foram examinados os efeitos das alterações da geometria e os efeitos das propriedades dos agregados do betão na fiabilidade dos ensaios de *pull-out*.

Estes estudos consistiram na realização de ensaios em betão e argamassa, em que foi medido o deslocamento do disco como uma função da força de arranque. Concluíram que, para betões cuja

resistência à compressão em cilindros normalizados esteja compreendida entre 14 e 17 MPa, a força de arranque diminui com o aumento do ângulo do vértice, mas que há alterações na variabilidade para ângulos entre 54° e 86°, embora a dispersão aumente rapidamente para ângulos menores. Concluíram ainda que a força de arranque aumenta com o aumento da profundidade em que é colocado o disco e que o comportamento é mais “dúctil” no betão que na argamassa. No entanto, Ottosen sustentou que esse modo de rotura dúctil foi devido à rotura por compressão do betão [15].

A norma europeia NP EN 12504-3 [39], relativa aos ensaios de *pull-out*, recomenda as dimensões para o dispositivo de arranque e para o anel de contrapressão que estão representadas na Figura 2.6.

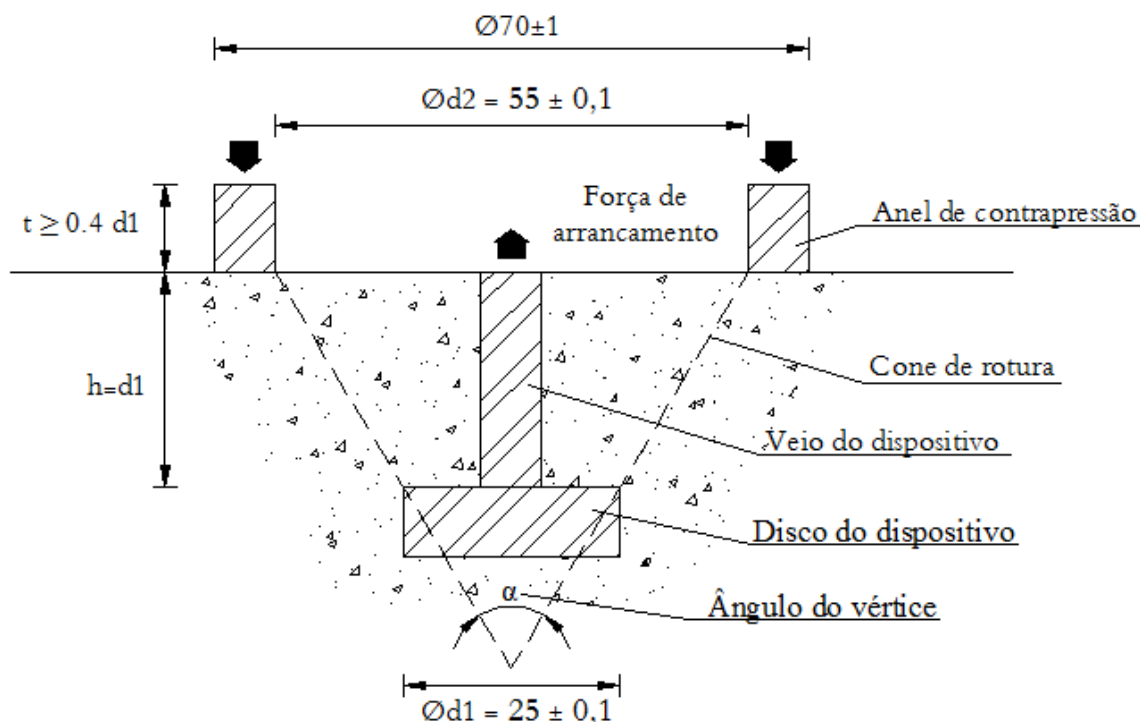


Figura 2.6 - Dimensões recomendadas para o ensaio de *pull-out*, em milímetros.

A configuração geométrica indicada na Figura 2.6 assegura que a superfície de rotura seja cônica e com um ângulo aproximado de 31° com o eixo da força de tração. Refira-se que o ângulo de atrito interno do betão é de cerca 37°. A teoria da plasticidade do betão, utilizando um critério modificado da rotura de Coulomb, indica que, quando o ângulo de rotura e o ângulo de atrito são iguais, a força de arranque é proporcional à resistência à compressão [13].

Apesar de não haver um consenso sobre o mecanismo de rotura para a carga máxima, entende-se que o ensaio de *pull-out* sujeita o betão a um estado não-uniforme e tridimensional de tensões e que se obtêm excelentes correlações entre a resistência à compressão e a força de arranque.

2.2.3.2 Procedimento de ensaio

A superfície onde se realiza o ensaio deve apresentar-se lisa e regular, sendo a verificação feita com o anel de contrapressão, devendo assentar completamente na superfície.

O procedimento para o ensaio de *pull-out*, nomeadamente o Lok-Test, consiste na fixação do dispositivo nas cofragens antes da betonagem.

Como foi dito anteriormente, estes dispositivos são constituídos por um disco metálico com 25 mm de diâmetro e 8 mm de espessura, que é colocado a 25 mm de profundidade em relação à superfície do betão, ligado por um veio metálico cónico com 7 mm de diâmetro, centrado no disco (Figura 2.7 a).

Estes dispositivos são aparafusados à cofragem, ficando perpendiculares à superfície a ensaiar. Depois da cura do betão e da sua descofragem, o veio é retirado do disco, deixando um furo tronco-cónico na superfície do betão, concêntrico ao disco.

De seguida é colocado um dispositivo que liga o disco ao aparelho de aplicação de carga. O aparelho de aplicação de carga é constituído por um anel de contrapressão com diâmetro interior de 55 mm, colocado concentricamente à volta do veio e contra a superfície a ensaiar, e um sistema de medição de carga com um instrumento de leitura, que é ligado ao veio do dispositivo.

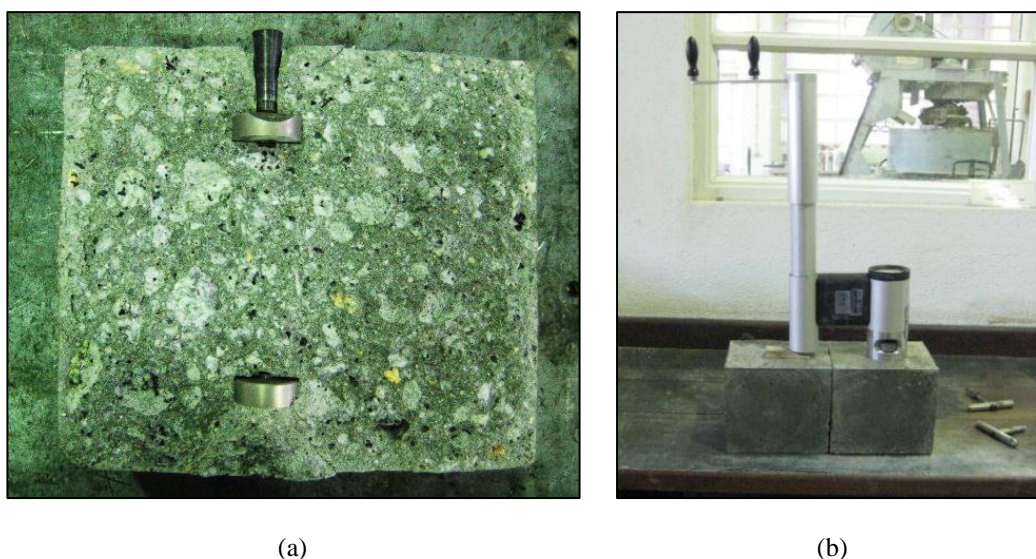


Figura 2.7 - Vista dos discos embebidos no betão após o ensaio (a) e sistema de aplicação de carga (b).

A carga é aplicada através de um sistema hidráulico, operado manualmente (Figura 2.7 b). A carga deve ser aplicada lentamente, com velocidade constante de $0,3 \pm 0,2$ kN/s e perpendicularmente à superfície a testar.

O ensaio é realizado até à rotura do betão, registando-se a força de pico indicada no manómetro do aparelho. A rotura dá-se quando o ponteiro do manómetro decresce ligeiramente. A força é medida com uma precisão de $\pm 2\%$ e é arredondada para o valor de 0,05 kN mais próximo [39].

Na Figura 2.8 está representada esquematicamente a sequência do ensaio de arranque Lok-Test.

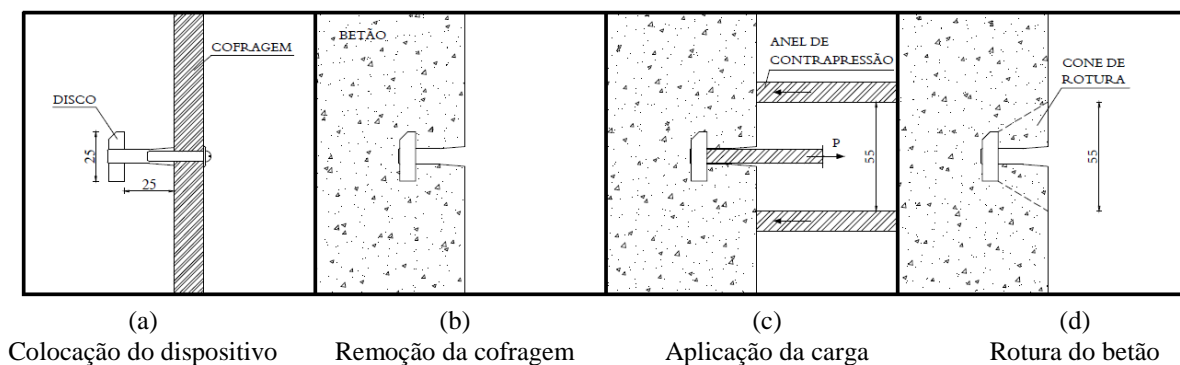


Figura 2.8 - Sequência do ensaio de *pull-out*: Lok-Test [46].

O ensaio de arranque designado Capo-Test, contrariamente ao Lok-Test, pode ser planeado após a betonagem. Antes da realização deste ensaio (caso se realize numa estrutura) deve-se determinar a localização das armaduras e medir o recobrimento. Geralmente, o ensaio é realizado fora da influência da malha constituída pelas armaduras, de modo a assegurar que estas não interferem com a superfície de rotura.

O ensaio Capo-Test consiste na realização de um furo de 18 mm no betão, perpendicular à superfície deste, com posterior introdução do dispositivo de arranque, constituído por um veio e uma anilha expansiva. Esta anilha é colocada a uma profundidade de 25 mm que, depois de expandida, fica com 25 mm de diâmetro.

De seguida, com o mesmo equipamento utilizado no Lok-Test, procede-se à aplicação de carga até à rotura do betão, registando-se a força indicada no manómetro (Figura 2.9).

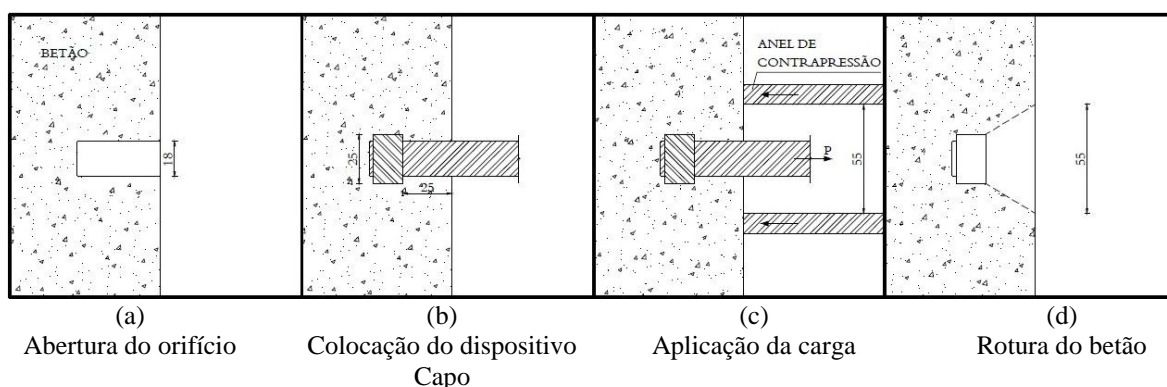


Figura 2.9 - Sequência do ensaio de *pull-out*: Capo-Test [46].

De acordo com a norma NP EN 12504-3 [39], os dispositivos devem ser colocados a uma distância mínima de 200 mm uns dos outros e a 100 mm dos bordos do elemento a ensaiar. A mesma norma indica ainda que os dispositivos devem ser colocados de modo a evitar que as armaduras fiquem dentro do cone de rotura e a uma distância mínima igual ao diâmetro da armadura ou igual ao tamanho máximo do agregado, dependendo de qual deste for o maior.

O número de ensaios a realizar para a avaliação da resistência *in situ* varia com o volume do elemento a ensaiar e com o objetivo do ensaio (caso seja para saber se o betão tem a resistência mínima para que se proceda à remoção das cofragens ou aplicação de pré-esforço é necessário realizar um maior

número de ensaios) ou com o grau de precisão requerido. No entanto, em ensaios de controlo de qualidade em obra, estes devem ser no mínimo 4 em cada secção [13].

Para além da norma referida, para realizar o ensaio de *pull-out* também pode ser considerada a norma americana ASTM C 900 [6].

2.2.3.3 Principais aplicações

As principais aplicações do ensaio de arranque do tipo Lok-Test são as seguintes [11, 12, 17, 31, 47]:

- Avaliação da resistência à compressão do betão *in situ*, para controlo da sua qualidade aos 28 dias, como método alternativo à utilização de carotes;
- Avaliação do desenvolvimento da resistência do betão *in situ*, de modo a determinar a altura em que se podem iniciar os trabalhos de descofragem e retirar escoramentos, aplicação de pré-esforço;
- Avaliação do desenvolvimento da resistência a longo prazo em situações em que se preveja antecipadamente uma possível aceleração da deterioração da resistência do betão.

O ensaio de arranque do tipo Capo-Test aplica-se para estimar a resistência em estruturas existentes, nomeadamente [11, 12, 17, 31, 47]:

- Quando as estruturas estão deterioradas ou danificadas pelo fogo;
- Quando os elementos estruturais estão mal consolidados;
- Na avaliação do betão com baixa maturidade em estruturas carregadas precocemente.

A experiência tem mostrado que o ensaio de *pull-out* fornece resultados mais precisos para resistências mais baixas que outros métodos, sendo por isso indicado para estimar a resistência do betão em idades jovens [39].

Os resultados obtidos por este método são pouco sensíveis às variações na composição do betão, o que permite que se possa utilizar uma correlação geral para um dado tipo de betão com agregados naturais. A qualidade na estimativa da resistência pode ser aumentada efetuando uma correlação específica para o betão a ensaiar [46].

2.2.3.4 Correlações entre grandezas

Podem ser estabelecidas correlações entre a força de arranque e a resistência do betão, que permitem obter uma estimativa da resistência à compressão *in situ* do betão.

Tem-se demonstrado que, para um dado tipo de aparelho, a relação entre a força de arranque e a resistência à compressão é semelhante para uma vasta gama de betões e que existe uma correlação geral que pode ser usada com uma precisão razoável. No entanto, é possível obter uma maior precisão determinando uma correlação específica para o tipo de betão a ser utilizado, sendo recomendada para betões leves ou betões com outros constituintes menos comuns [39].

Ao longo de vários anos foram estabelecidas um total de 28 correlações, com o objetivo de investigar a estabilidade entre a força de arranque e a resistência à compressão, tendo sido utilizados um dos três processos seguintes [48]:

i. Correlação com cilindros (Dinamarca):

Este processo consistiu na realização de ensaios de compressão em cilindros com $\Phi 150 \times 300$ mm e ensaios de arranque, do tipo Lok-Test, em provetes cúbicos de 200 mm de aresta, com dois dispositivos colocados ao centro de faces opostas (Figura 2.10). Os provetes foram compactados e curados de igual modo e apresentaram a mesma maturidade na altura dos ensaios. Foram utilizados 20 a 30 provetes, os quais foram ensaiados aos 1, 2, 5, 14 e 28 dias, a 20°C.

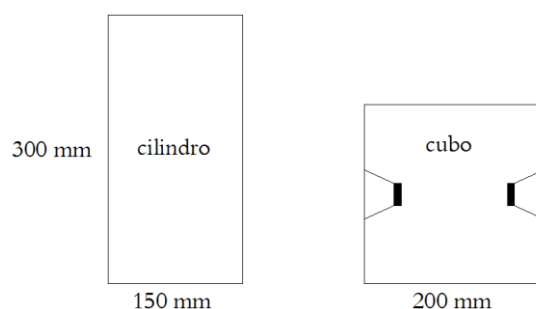


Figura 2.10 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cilindros (Dinamarca).

ii. Correlação com cilindros (Estados Unidos e Canadá):

Neste processo foram utilizados provetes cilíndricos com $\Phi 150 \times 300$ mm, tendo sido colocados os dispositivos de arranque no centro da base de cada cilindro. O ensaio de arranque foi realizado sem extração do cone de rotura, seguido do ensaio de compressão. Para níveis de resistência mais elevados foi montado um anel de retenção na base do provete para evitar a fendilhação radial durante o ensaio de arranque (Figura 2.11). Foram utilizados 20 a 30 provetes, os quais foram ensaiados aos 1, 2, 5, 14 e 28 dias, a 20°C.

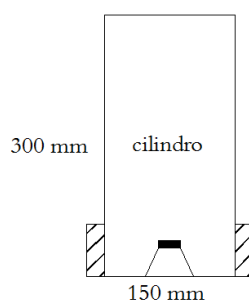


Figura 2.11 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cilindros (Estados Unidos e Canadá).

iii. Correlação com cubos (Suécia, Holanda e Inglaterra):

Neste processo foram executados duas séries de provetes cúbicos de 150 mm de aresta, em que numa série foi realizado o ensaio de compressão e na outra o ensaio de arranque, com dois dispositivos colocados no centro de faces opostas (Figura 2.12). Para evitar a fendilhação radial

dos provetes dos ensaios de arranque, foram colocadas chapas de aço de retenção nos mesmos, e para níveis de resistência mais elevados os ensaios de arranque foram realizados em provetes cúbicos de 200 mm. Foram utilizados 20 a 30 pares de provetes, os quais foram ensaiados aos 1, 2, 5, 14 e 28 dias, a 20°C.

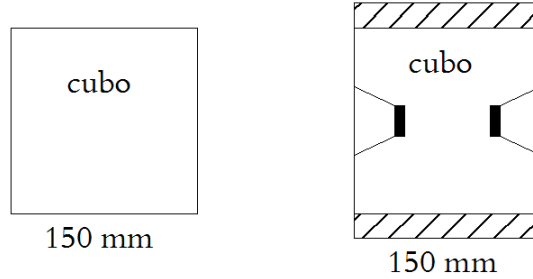


Figura 2.12 - Esquema dos provetes para a obtenção da correlação com cubos (Suécia, Holanda e Inglaterra).

Estes processos permitiram obter correlações com um coeficiente de correlação médio de 0,96. As correlações mais usuais entre a resistência à compressão e a força de arranque são do tipo,

$$f_c = a \cdot F_p^b \quad (2.5)$$

$$f_c = a + b \cdot F_p \quad (2.6)$$

em que:

- f_c – tensão de rotura à compressão do betão em provetes normalizados [MPa];
- F_p – força de arranque [kN];
- a, b – constantes.

Pela análise dos dados de correlações obtidas pelos vários processos mencionados, Krenchel e Peterson [29, 48] sugeriram a utilização das seguintes expressões gerais para a força de arranque em betões normais e com máxima dimensão dos agregados de 38 mm:

- Força de arranque – resistência à compressão de cilindros $\Phi 150 \times 300$ mm:

$$F_p = 0,96 \cdot f_{c,cil} + 1,00 \quad \text{para } 2 \text{ kN} \leq F_p \leq 25 \text{ kN} \quad (2.7)$$

$$F_p = 0,80 \cdot f_{c,cil} + 5,00 \quad \text{para } 25 \text{ kN} \leq F_p \leq 60 \text{ kN} \quad (2.8)$$

em que:

- F_p – força de arranque (dispositivos colocados nos provetes cilíndricos) [kN];
- $f_{c,cil}$ – tensão de rotura à compressão do betão (provetes cilíndricos) [MPa].

ii. Força de arranque – resistência à compressão de cubos de 150 mm de aresta:

$$F_p = 0,71 \cdot f_{c,cubo} + 2,20 \quad \text{para } 5 \text{ kN} \leq F_p \leq 60 \text{ kN} \quad (2.9)$$

em que:

- F_p – força de arranque (dispositivos colocados em provetes cúbicos) [kN];
- $f_{c,cubo}$ – tensão de rotura à compressão do betão (provetes cúbicos) [MPa].

Quando uma correlação genérica é empregue, os limites de confiança a 95% da estimativa da resistência à compressão podem não ser mais precisos do que o intervalo $\pm 20\%$ da média de quatro resultados válidos do betão em análise. Quando se tem disponível uma correlação especificamente estabelecida para o tipo de betão em análise, a estimativa da resistência à compressão pode estar no intervalo de $\pm 10\%$.

A norma NP EN 12504-3 [39] propõe a seguinte fórmula para o cálculo da resistência à compressão:

$$f_c = \frac{F_p}{A} \quad (2.10)$$

em que:

- f_c – resistência à compressão do betão [MPa];
- F_p – força de *pull-out* [N];
- A – área da superfície de rotura [mm²], dada pela fórmula:

$$A = \frac{1}{4} \pi (d_2 + d_1) [4h^2 + (d_2 - d_1)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

em que (Figura 2.6):

- d_1 – diâmetro do disco de *pull-out* (25 mm);
- d_2 – diâmetro interno do anel de contrapressão (55 mm);
- h – distância entre disco de *pull-out* e a superfície do betão.

3 MATERIAIS E PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS

3.1 Considerações gerais

O programa experimental desenvolvido no presente trabalho teve como objetivos principais uma análise da influência da localização dos dispositivos de arranque, da dimensão dos agregados e da relação água-cimento do betão na variação da resistência obtida nos ensaios de *pull-out*. Como foi referido, para essa avaliação compararam-se os resultados dos ensaios de ultrassons, esclerométrico e de arranque com os resultados dos ensaios à compressão.

No presente capítulo faz-se a apresentação do número e tipo de provetes utilizados, bem como da composição dos vários tipos de betão considerados e o seu fabrico, bem como o procedimento dos referidos ensaios.

3.2 Número e tipo de provetes

Numa primeira fase, com o objetivo de minimizar a quantidade de material a utilizar nas amostras, visto que a quantidade disponível era limitada, realizaram-se ensaios de arranque em provetes de dimensões diferentes para verificar se a distância entre os dispositivos e os bordos dos provetes influenciavam os resultados.

Como foi referido anteriormente, na norma NP EN 12504-3 [39] vem especificado que a distância mínima entre os dispositivos e os bordos dos elementos de betão deve ser de 100 mm.

Foram utilizados provetes prismáticos de dimensões $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ e $200 \times 200 \times 600 \text{ mm}^3$. Nos primeiros, a menor distância do centro do disco à aresta mais próxima do provete era de 75 mm, enquanto nos segundos era de 100 mm, respeitando a norma NP EN 12504-3 [39].



Figura 3.1 - Molde prismático de dimensões $200 \times 200 \times 600 \text{ mm}^3$ com os dispositivos de arranque instalados.

Em ambos os provetes utilizaram-se betões com composições e tempos de cura iguais. Efetuaram-se 7 ensaios de arranque em cada um, sendo que 3 foram na face de enchimento e os restantes 4 nas faces moldadas (2 em cada face).

Os discos foram dispostos nos moldes conforme se apresenta na Figura 3.2. Os cortes A-A e C-C referem-se à secção longitudinal em planta, e os restantes em alçado.

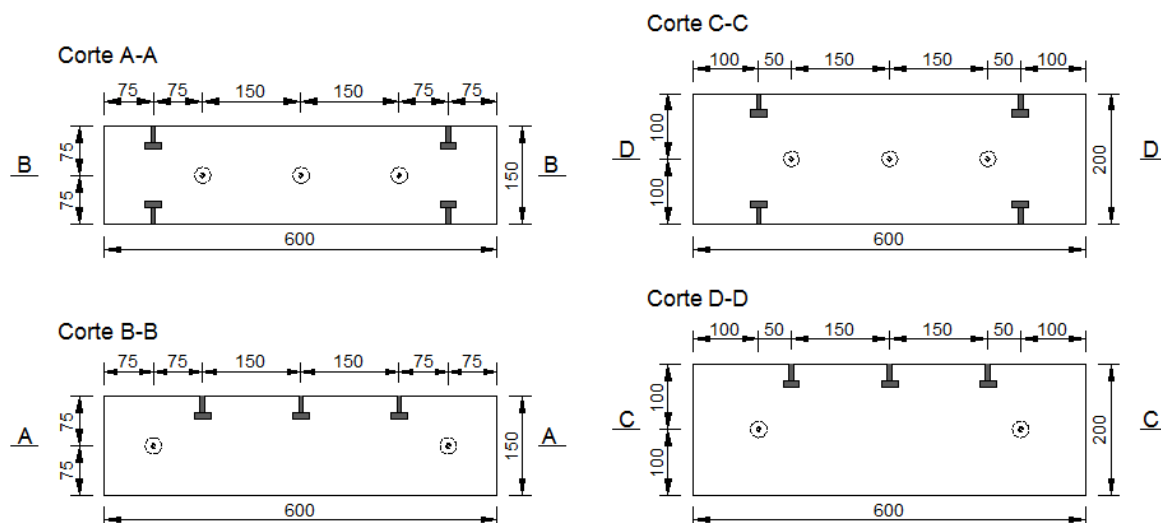


Figura 3.2 - Localização dos discos nos moldes de 150x150x600 mm³ (cortes A-A e B-B) e de 200x200x600 mm³ (cortes C-C e D-D).

Depois de se realizarem os ensaios concluiu-se que o facto de os discos ficarem a uma distância de 75 mm dos bordos dos provetes, mais pequena que a mínima recomendada na NP EN 12504-3 [39] (100 mm), não teve influência significativa nos valores dos resultados obtidos nos ensaios de arranque, visto que em ambos os provetes esses resultados foram bastante próximos (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Resultados dos ensaios preliminares de *pull-out* em função da distância ao bordo.

<i>Distância ao bordo</i>	<i>75 mm</i>		<i>100 mm</i>	
	<i>Pull-out [kN]</i>	<i>Média [kN]</i>	<i>Pull-out [kN]</i>	<i>Média [kN]</i>
Face de enchimento	11,25	12,50	13,75	12,70
	12,50		12,50	
	13,75		11,90	
Face moldada	15,50	15,60	16,25	15,30
	14,40		15,00	
	16,25		15,00	
	16,25		15,00	

Posto isto, decidiu-se que os ensaios de arranque e os restantes ensaios não-destrutivos (de propagação de ondas ultrassônicas e de medição da dureza superficial) seriam realizados em provetes prismáticos

de dimensões 150x150x175 mm³. Estas dimensões permitiam que em relação a um dos bordos se respeitasse as dimensões mínimas recomendadas pela norma NP EN 12504-3 [39] (Figura 3.3).

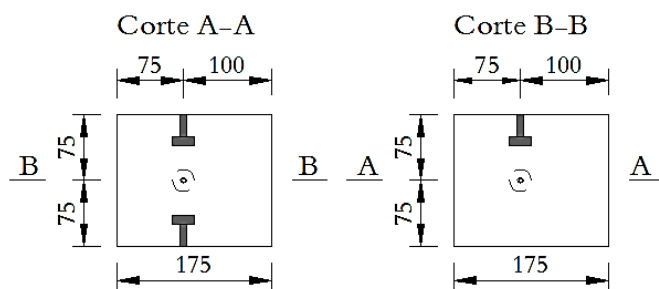


Figura 3.3 - Localização dos discos de arranque nos provetes.

Para cada tipo de betão foram realizados 6 provetes de 150x150x175 mm³ para os referidos ensaios, e ainda 2 provetes cúbicos de 150 mm de aresta para o ensaio destrutivo de compressão (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 - Quantidade total de provetes e de ensaios realizados.

<i>Provede</i> <i>[mm³]</i>	<i>Quantidade</i>	<i>Nº de ensaios realizados</i>			
		<i>Ultrassons</i>	<i>Esclerométrico</i>	<i>Compressão</i>	<i>Pull-out</i>
150x150x175	30	30	300	-	90
150x150x150	10	-	-	10	-

3.3 Caracterização dos materiais

Tendo em conta os objetivos do presente trabalho, foram realizados 4 tipos de betão e uma argamassa.

Os materiais utilizados para a execução dos vários betões foram: cimento CEM I 42,5R, agregados grossos britados de origem granítica, agregados finos naturais de origem siliciosa e um adjuvante superplastificante.

Na Figura 3.4 apresentam-se as curvas granulométricas para os vários tipos de agregados utilizados, segundo a norma [42].

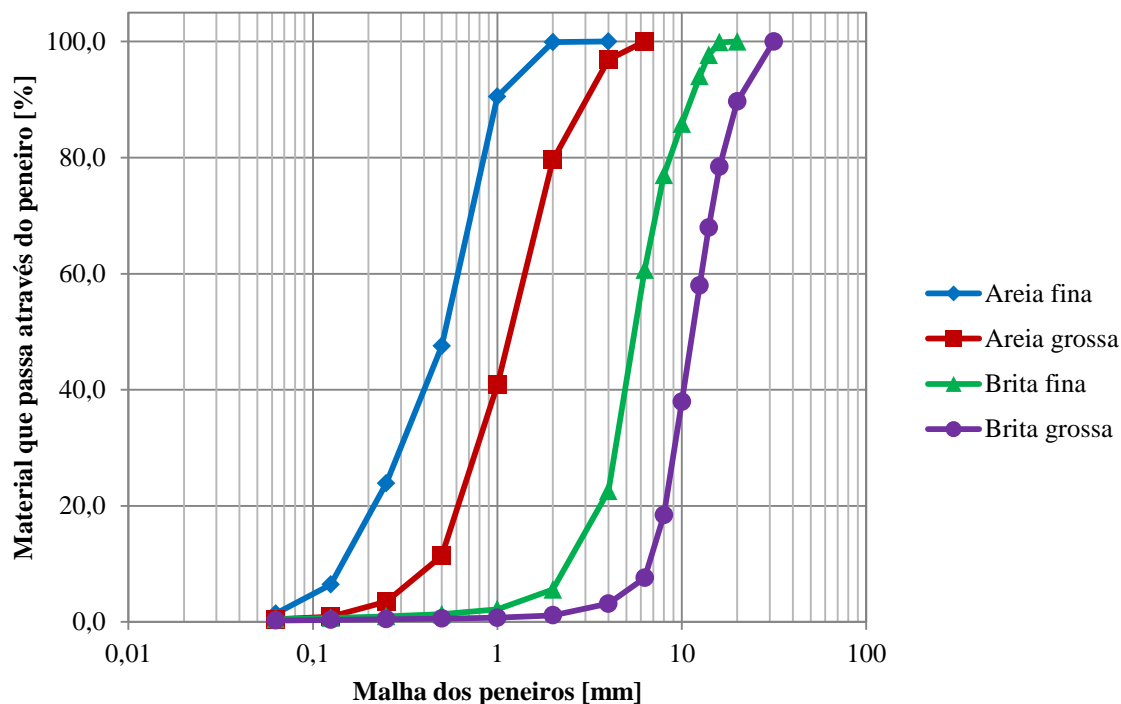


Figura 3.4 - Curvas granulométricas dos agregados.

Na Tabela 3.3 são apresentadas as massas volúmicas do material impermeável, das partículas secas, das partículas saturadas com a superfície seca e a percentagem de absorção de água para cada tipo de agregado, determinadas de acordo com a norma NP EN 1097-6 [35]. Apresenta-se ainda, para cada um deles, os valores da baridade com e sem apiloamento, segundo a norma NP 955 [34].

Tabela 3.3 - Propriedades dos agregados.

		<i>Areia fina</i>	<i>Areia grossa</i>	<i>Brita fina</i>	<i>Brita grossa</i>
ρ_{α} [Mg.m ⁻³]		2,65	2,65	2,67	2,68
ρ_{rd} [Mg.m ⁻³]		2,63	2,61	2,60	2,62
ρ_{ssd} [Mg.m ⁻³]		2,64	2,63	2,63	2,64
WA_{24} [%]		0,308	0,479	1,057	0,794
Baridade [kg/m ³]	Sem apiloamento	1460	1590	1392	1368
	Com apiloamento	1640	1690	1500	1500

As propriedades apresentadas na tabela anterior foram obtidas da seguinte forma:

- Massa volúmica do material impermeável das partículas

$$\rho_{\alpha} = \frac{M_4}{[M_4 - (M_2 - M_3)]/\rho_w} \quad (3.1)$$

- Massa volúmica das partículas secas

$$\rho_{rd} = \frac{M_4}{[M_1 - (M_2 - M_3)]/\rho_w} \quad (3.2)$$

- Massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca

$$\rho_{ssd} = \frac{M_1}{[M_1 - (M_2 - M_3)]/\rho_w} \quad (3.3)$$

- Absorção de água

$$WA_{24} = \frac{100 \times (M_1 - M_4)}{M_4} \quad (3.4)$$

- Baridade

$$Baridade = \frac{Massa\ do\ provete}{Volume\ do\ recipiente} \quad (3.5)$$

em que:

- M_1 – massa do agregado saturado com a superfície seca ao ar [g];
- M_2 – massa do picnómetro contendo o provete de agregado saturado [g];
- M_3 – massa do picnómetro apenas cheio de água [g];
- M_4 – massa do ar do provete seco em estufa [g];
- ρ_w – massa volúmica da água à temperatura registada na determinação de M_2 [Mg.m⁻³].

3.4 Tipo e composição dos betões

Na Tabela 3.4 são apresentadas as composições dos vários betões produzidos. Também se indica o espalhamento medido de acordo com a NP EN 12350-8 [36] (Figura 3.6).

Com o propósito de mitigar os efeitos da compactação na homogeneidade do betão, nomeadamente junto aos discos de *pull-out*, as composições foram desenvolvidas para serem autocompactáveis.

Os betões autocompactáveis têm como principal característica a capacidade de se moverem sob ação do seu peso próprio e encherem a cofragem, mesmo na presença de grande quantidade de armadura, sem necessidade de vibração e mantendo sempre a homogeneidade.

Tabela 3.4 - Composição e espalhamento dos betões.

<i>Betão</i> <i>Composição</i>	<i>D20 AC050</i>	<i>D12 AC070</i>	<i>D12 AC050</i>	<i>D12 AC030</i>	<i>D4 AC050</i>
Brita grossa [kg/m ³]	280,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Brita fina [kg/m ³]	460,0	740,0	740,0	740,0	0,0
Areia grossa [kg/m ³]	420,0	420,0	420,0	420,0	760,0
Areia fina [kg/m ³]	520,0	515,0	520,0	520,0	920,0
Cimento [kg/m ³]	400,0	352,0	400,0	525,0	400,0
Água efetiva [kg/m ³]	200,0	227,5	200,0	157,5	200,0
Adjuvante [kg/m ³]	6,00	3,89	6,00	12,71	6,00
Relação A/C	0,50	0,70	0,50	0,30	0,50
Espalhamento [mm]	670	620	640	550	-

As designações dadas aos vários betões são relativas às suas características em termos de composição. Por exemplo, D20 AC050 significa que a máxima dimensão do agregado é de 20 mm e que a sua relação água-cimento é de 0,50.

Para a produção dos vários betões foi utilizada uma betoneira de 35 litros, amassando-se 32 litros para cada betão. Depois de pesadas as britas, as areias e o cimento de cada mistura, estes foram colocados no tambor da betoneira, tendo-se iniciado o processo de mistura.

Logo após o início da mistura, a água foi introduzida aos poucos (Figura 3.5), para que esta pudesse envolver a máxima quantidade de partículas dos agregados e do cimento, e cerca de 2,5 minutos depois foi colocado o superplastificante. O tempo total de amassadura foi de cerca 5 minutos.



(a)



(b)

Figura 3.5 - Realização do processo de amassadura do betão, em betoneira de 35 litros, com introdução da água (a) e do superplastificante (b).

No betão D4 AC050 (que na realidade é uma argamassa, por a máxima dimensão do agregado ser de 4 mm) não foi realizado o ensaio de espalhamento por não ter apresentado fluidez adequada. Tal deveu-se ao facto de se ter optado por manter fixo o teor de pasta na composição, variando-se apenas o parâmetro relativo à máxima dimensão do agregado maior. Efetivamente, a diminuição deste parâmetro obrigaria a aumentar o teor de pasta, caso se pretendesse manter a fluidez da mistura, nomeadamente por introdução de mais água.



Figura 3.6 - Etapas de execução do ensaio de espalhamento.

3.5 Execução dos provetes

Para a realização dos ensaios de arranque, ultrassons e esclerométrico, os provetes foram executados em moldes de 150x150x600 mm³, mas com a particularidade de se terem colocado no seu interior duas peças de madeira a 175 mm das faces de topo. Para a realização dos ensaios de compressão, os provetes cúbicos foram executados em moldes metálicos de 150 mm de aresta (Figura 3.7).



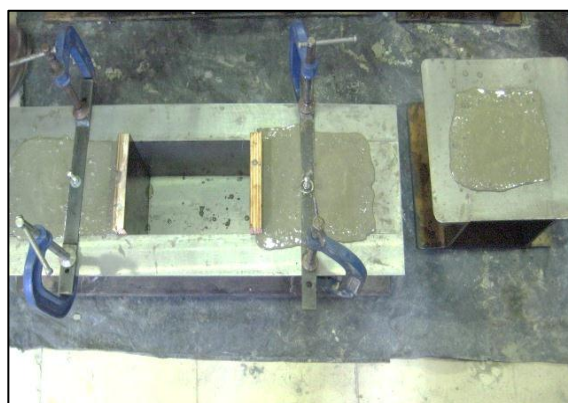
Figura 3.7 - Moldes utilizados para a execução dos vários provetes.

Após a amassadura e caracterização da consistência do betão, procedeu-se à moldagem dos provetes, tomando cuidados de modo a assegurar a correta posição dos dispositivos do ensaio de *pull-out*.

A moldagem dos provetes foi realizada em duas camadas, colocando-se o betão nos moldes sem compactação de modo a garantir a correta envoltória dos discos (Figura 3.8).



(a)



(b)

Figura 3.8 - Pormenor do enchimento da primeira camada de betão (a) e da betonagem concluída (b).

Como já foi referido, a argamassa D4 AC050 não apresentou fluidez durante a sua amassadura, pelo que no processo de betonagem dos provetes foi necessário proceder à sua compactação recorrendo a uma mesa vibratória (Figura 3.9).



Figura 3.9 - Compactação da argamassa D4 AC050, recorrendo a uma mesa vibratória.

Relativamente à cura dos provetes, foram mantidos numa sala com condições controladas a uma temperatura média de 21°C, protegidos com uma tela plástica para impedir a evaporação da água.



Figura 3.10 - Provetes de dimensões 150x150x175 mm³ depois da cura.

A desmoldagem dos provetes foi realizada cerca de 20 horas depois da betonagem, para que os ensaios pudessem ser feitos com cerca de 24 horas de idade.

Na Tabela 3.5 são indicados os dias e horas em que se realizam a amassadura, a moldagem e descofragem dos provetes e os subsequentes ensaios para cada tipo de betão.

Tabela 3.5 - Datas das amassaduras, descofragem e início dos ensaios.

	<i>Amassadura</i>		<i>Descofragem</i>	<i>Início do ensaio de pull-out</i>	
	<i>Data</i>	<i>Hora</i>	<i>Data</i>	<i>Data</i>	<i>Hora</i>
D20 AC050	09-04-2012	14:40	10-04-2012	10-04-21012	14:58
D12 AC070	26-03-2012	11:00	27-03-2012	27-03-2012	11:20
D12 AC050	26-03-2012	14:45	27-03-2012	27-03-2012	14:57
D12 AC030	28-03-2012	10:35	29-03-2012	29-03-2012	10:10
D4 AC050	28-03-2012	15:00	29-03-2012	29-03-2012	15:00

3.6 Procedimentos de ensaio

3.6.1 Ensaios de propagação de ondas ultrassonoras

Para a realização do ensaio de propagação das ondas ultrassonoras utilizou-se o equipamento PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester) da C.N.S Electronics, Ltd, com transdutores de frequência de 54 kHz e cabos de 3 m de comprimento.

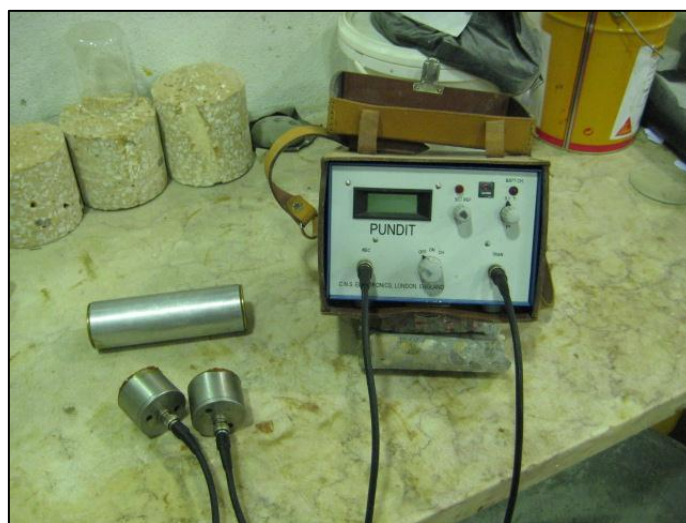


Figura 3.11 - Equipamento utilizado para os ensaios de ultrassons.

Este ensaio foi executado seguindo o estipulado na norma NP EN 12504-4 [40], conforme se descreveu no capítulo 2.

O método utilizado para a transmissão das ondas ultrassonoras foi o direto. As leituras foram realizadas nos provetes de dimensões $150 \times 150 \times 175 \text{ mm}^3$, no centro das faces moldadas dos mesmos, de modo que não houvesse grande interferência dos discos do ensaio de *pull-out* nos resultados. Em cada ensaio registou-se o tempo de percurso das ondas (em μs) e mediu-se o comprimento do provete.

Através da equação 2.1 determinou-se a velocidade de propagação das ondas.

Segundo a norma americana ASTM D 2845 [7], ponto 7.2, a dimensão lateral mínima da amostra de ensaio deve ser de pelo menos 5 vezes o comprimento da onda de compressão. No entanto, tanto na norma americana ASTM C 597 [4], ponto 5.4, como na norma portuguesa NP EN 12504-4 [40], anexo B, só se refere que a menor dimensão do objeto de ensaio deve exceder o comprimento de onda das vibrações ultrassónicas. Relativamente à norma portuguesa, este aspeto já foi descrito na secção 2.2.1.2.

Verifica-se que existe alguma ambiguidade entre as normas americanas no que se refere às limitações das dimensões das peças a ensaiar. No entanto, como existe concordância entre as normas NP EN 12504-4 e ASTM C 597, os ensaios foram realizados respeitando ambas as normas. No Anexo 2 demonstra-se que o comprimento de ondado equipamento utilizado é inferior à dimensão mínima dos provetes.



(a)



(b)

Figura 3.12 - Realização do ensaio de propagação de ondas ultrassonoras: marcação dos pontos para a colocação dos transdutores (a) e medição do tempo de percurso (b).

3.6.2 Ensaios de medição da dureza superficial (esclerométrico)

No ensaio esclerométrico utilizou-se o aparelho de medição da dureza superficial designado por esclerómetro de Schmidt. Trata-se de um esclerómetro do tipo N, que possui uma energia de impacto de 2,2 Nm (J).



Figura 3.13 - Esclerómetro de Schmidt.

Com o objetivo de aumentar a inércia do provete, quando sujeito ao impacto do esclerómetro, seguiram-se as recomendações da norma ACI 228.1R-03 [1], indicadas para a calibração do equipamento. Assim, na realização deste ensaio os provetes foram colocados numa máquina de compressão sob uma tensão de cerca de 3 MPa.

Foram efetuadas leituras nas faces moldadas que continham os dispositivos para o ensaio de arranque, nas imediações destes, com o esclerómetro operado na horizontal. Apesar de a norma NP EN 12504-2 [38] recomendar um mínimo de 9 leituras em cada área a ensaiar, optou-se por se realizar 5 leituras em cada face dos provetes devido à sua reduzida área, de modo a respeitar a distância mínima entre cada ensaio.



Figura 3.14 - Realização do ensaio esclerométrico.

3.6.3 Ensaios de compressão

Para a determinação da tensão de rotura do betão foi utilizada como referência a norma NP EN 12390-3 [37].

No ensaio foram utilizados provetes cúbicos com 150 mm de aresta. Estes foram inicialmente pesados, tendo sido também assegurado que as suas faces se encontravam lisas.

Posteriormente, os provetes foram colocados no interior duma prensa com dois pratos de aço de dimensões iguais ou superiores às das faces de assentamento dos provetes e de espessura suficiente para garantir a sua rigidez (Figura 3.15).



(a)



(b)

Figura 3.15 - Aparelho de pesagem (a) e de aplicação da carga (b) dos provetes para ensaios destrutivos à compressão.

De seguida, os cubos foram centrados sobre o prato inferior da máquina, ajustando-se ambos os pratos de forma a realizar um contacto uniforme com o provete, sem que este entre em carga. Procedeu-se de seguida à aplicação de uma força crescente, de forma contínua e constante de $0,6 \pm 0,2 \text{ MPa/s}$, conforme indicado na norma NP EN 12390-3, até se dar a rotura do provete. A força de rotura corresponde à máxima força aplicada durante o ensaio. Conhecendo a força de rotura e a área da face do provete cúbico ensaiado é possível determinar a tensão de rotura (equação 3.1),

$$f_c = \frac{F}{A} \times 10^3 \quad (3.1)$$

em que:

- f_c – tensão de rotura [MPa]
- F – força máxima aplicada durante o ensaio [kN]
- A – área da face do provete cúbico [m^2]

3.6.4 Ensaios de arranque (*pull-out*)

No âmbito do presente trabalho só foram realizados ensaios de *pull-out* do tipo Lok-Test.

Para efetuar estes ensaios utilizou-se o equipamento da Germann Instruments A/S (In-Situ Test Systems, Copenhagen, Denmark), com o aparelho de aplicação de carga de 0-40 MPa. Os dispositivos de arranque utilizados foram os L-42 (com parafuso e anilhas para a fixação à cofragem e disco de 25 mm de diâmetro).



Figura 3.16 - Equipamento utilizado para os ensaios de *pull-out*.

Em cada tipo de betão procedeu-se ao arranque de 18 dispositivos previamente fixados nas faces dos provetes. Cada provete continha 3 dispositivos, 2 nas faces moldadas e 1 na face de enchimento (Figura 3.17).



Figura 3.17 - Pormenor da colocação dos dispositivos de arranque nos moldes.

As faces de enchimento apresentavam algumas irregularidades em termos de planura, já que a sua regularização era difícil, devido à colocação do sistema de fixação do dispositivo de arranque.

Decidiu-se ensaiar as faces moldadas em primeiro lugar, e só depois a face de enchimento, prevenindo assim o risco de uma eventual fissuração do provete durante o ensaio, mantendo a possibilidade de se obterem resultados do ensaio.

De modo a não comprometer o ensaio dos restantes dispositivos, o primeiro ensaio da face moldada foi realizado só até à rotura do betão, registando-se a força correspondente e o modo de rotura, sem a tentativa de extração do dispositivo. Nos ensaios das outras faces houve a tentativa de remoção dos mesmos (Figura 3.18). Por vezes, por falta de capacidade do aparelho de aplicação de carga, essa remoção não foi possível.



Figura 3.18 - Pormenor da face de enchimento e da extração do cone de betão na face moldada.

Um aspeto muito importante a ter em conta nos ensaios de arranque é o processo de vibração do betão. Por vezes, apesar de serem colocados na posição correta, os dispositivos não ficam bem apertados devido a erros humanos e, no processo de vibração do betão, os moldes (ou cofragens) ficam também sujeitos a vibrações, o que pode provocar um desaperto das pastilhas em relação ao eixo, ou até mesmo a deslocação dos mesmos em relação à posição pretendida.

Esta anomalia verificou-se num dos provetes de argamassa, o qual, como foi referido, foi compactado numa mesa vibratória, o que provocou uma rotação de um dos discos, tendo este ficado inutilizado para a realização do ensaio (Figura 3.19).



Figura 3.19 - Pormenor da rotação do disco no provete de argamassa.

Em obra é possível a ocorrência de tal problema, pelo que se deve evitar qualquer contacto do vibrador com o disco, verificando-se previamente se os dispositivos de *pull-out* se encontram bem apertados.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DOS ENSAIOS

4.1 Considerações gerais

Após terem sido descritos os métodos de ensaio utilizados, bem como os procedimentos práticos do programa experimental, seguidamente apresentam-se os resultados obtidos, fazendo uma análise comparativa entre os mesmos e ainda com estudos efetuados por outros autores.

No Anexo 1 apresentam-se, em tabelas, os resultados obtidos em todos os ensaios realizados.

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores médios dos resultados obtidos nos ensaios para cada tipo de betão, que serão os considerados nas análises que se apresentam de seguida.

Tabela 4.1 - Valores médios dos resultados obtidos nos ensaios realizados.

<i>Betão</i>	<i>VUS</i> [km/s]	<i>IE</i>	<i>PO</i> [kN]		<i>f_{cm,1}</i> [MPa]
			<i>Face Moldada</i>	<i>Face de Enchimento</i>	
D12 AC070	3,59	16,82	10,60	9,30	10,6
D20 AC050	3,87	21,25	17,60	12,60	19,6
D12 AC050	3,90	22,40	18,30	14,15	20,5
D4 AC050	3,95	23,83	21,00	17,55	20,7
D12 AC030	4,24	30,28	35,10	28,15	42,3

No gráfico da Figura 4.1 pode verificar-se que os parâmetros medidos nos vários ensaios apresentam a mesma tendência para cada tipo de betão, nomeadamente no que diz respeito aos ensaios de arranque e de resistência à compressão.

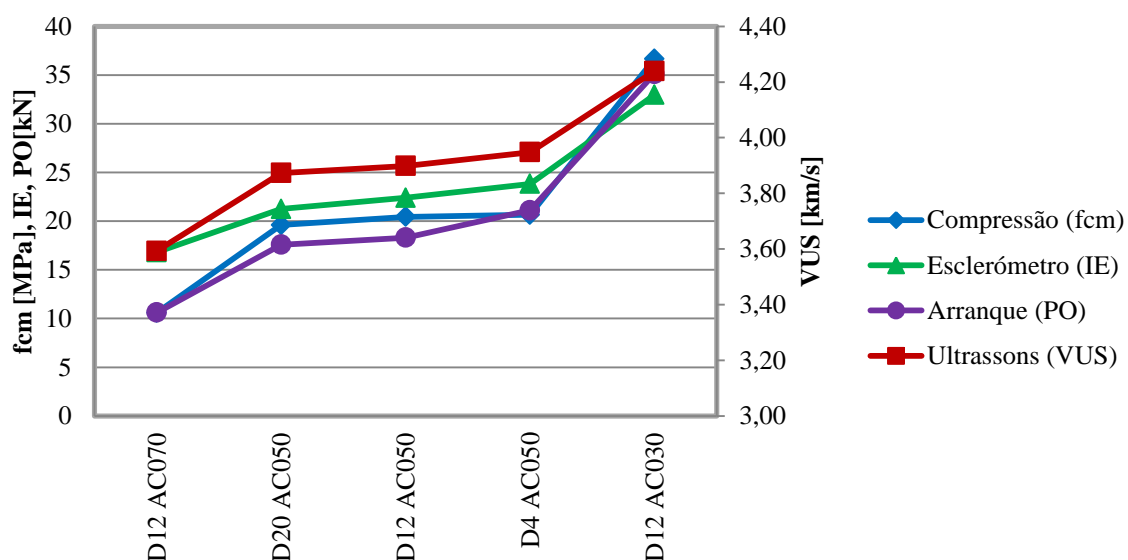


Figura 4.1 - Resultados dos ensaios em função do tipo de betão.

4.2 Efeito da localização dos dispositivos de arranque

A localização dos dispositivos de arranque nas faces moldadas obriga à utilização de janelas na cofragem, pelo que a alternativa de os colocar na face de enchimento poderá tornar-se mais prática. Assim, para avaliar o efeito da localização dos dispositivos de arranque compararam-se os valores obtidos nas faces moldadas dos provetes e nas faces de enchimento dos mesmos.

Na Figura 4.2 apresentam-se os resultados da força de arranque, tanto da face moldada como da face de enchimento, em função da resistência à compressão dos vários betões. Apresenta-se ainda a correlação obtida nos estudos efetuados por Krenchel e Peterson para comparação dos resultados obtidos, cujos dados apresentam-se no Anexo 2.

Pela sua análise verifica-se que a correlação obtida na face moldada está mais do lado da segurança que a face de enchimento, visto que para a mesma força obtém-se uma resistência à compressão maior, pelo que se confirmam as recomendações para a execução dos ensaios de *pull-out* nas faces moldadas.

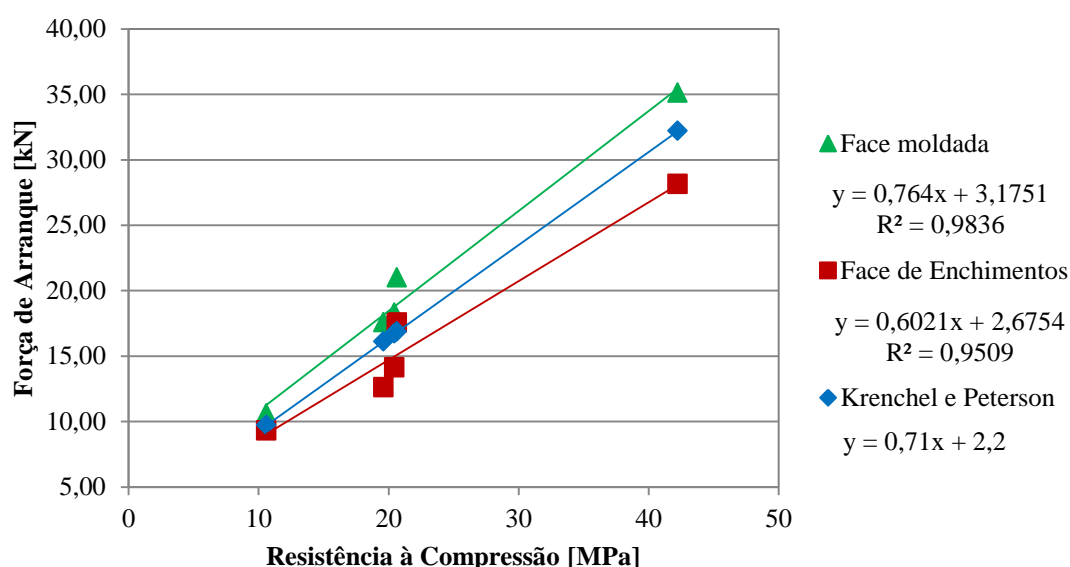


Figura 4.2 - Resistência à compressão em função da força de arranque para cada uma das faces dos provetes.

Constata-se ainda que, com o aumento da resistência à compressão, a diferença entre as forças de arranque obtidas em cada uma das faces também aumenta, sendo que, quando comparado com a correlação obtida nos estudos efetuados por Krenchel e Peterson, na face de enchimento a diferença aumenta mais significativamente do que na face moldada.

A diferença verificada entre a força de arranque da face de enchimento e da face moldada é de cerca de 20%, concordando com o constatado na bibliografia (Figura 4.3). Isto deve-se a eventuais efeitos de segregação do betão e acabamento da superfície.

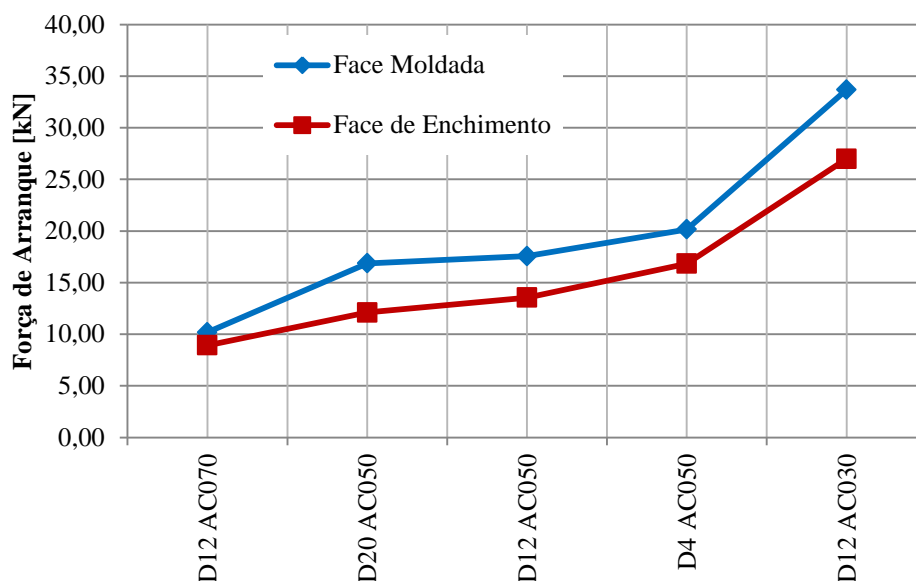


Figura 4.3 - Força de arranque em função do tipo de acabamento em cada uma das faces.

Por outro lado, as faces de enchimento foram as últimas a serem testadas, pelo que os resultados podem ter sido influenciados pela eventual formação e propagação de fissuras provenientes dos arranques efetuados nas faces moldadas, tendo resultado num coeficiente de variação médio de 11,9%, enquanto na face moldada este foi de apenas 5,9% (Figura 4.4).



Figura 4.4 - Pormenor das fissuras entre os discos das faces moldadas e da face de enchimento.

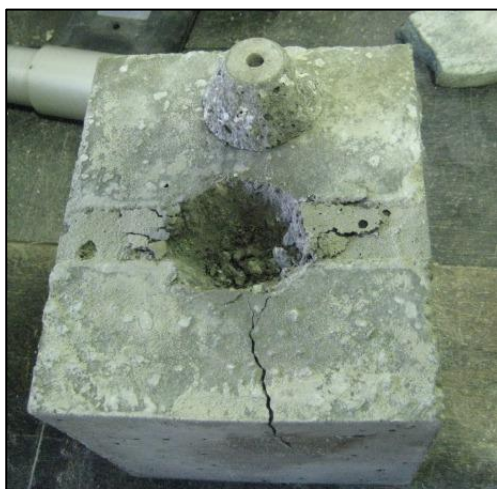
No entanto, esta hipótese não terá tido grande peso porque em geral isso não se verificou, e quando ocorreu não aumentaram significativamente a dispersão dos resultados, sendo o coeficiente de correlação muito próximo do coeficiente verificado por Krenchel e Peterson, como se pode constatar na Figura 4.2.

Outro aspeto que faz diferenciar os resultados das duas faces é o facto de as faces de enchimento apresentarem irregularidades, fazendo com que o contacto entre o anel de contrapressão e a superfície não seja o ideal, criando alguma excentricidade que pode afetar a rotura (Figura 4.5).

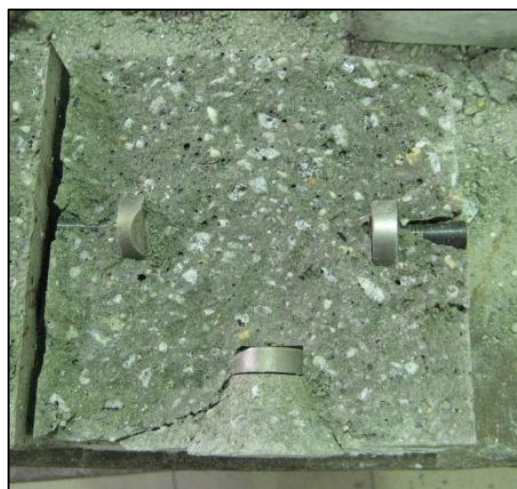


Figura 4.5 - Pormenor das marcas deixadas nas faces de enchimento e moldada de um provete, depois de realizado o ensaio de *pull-out*.

Na Figura 4.6 podem ser observados alguns problemas ocorridos nas faces de enchimento durante o ensaio de *pull-out*. Na Figura 4.6 (a) verifica-se que ocorreu fissuração radial a partir do cone de arranque e na Figura 4.6 (b) a rotura do betão foi não cónica devido à não uniformidade no contacto entre o anel de contrapressão e o betão. Segundo a norma, estes são fatores de exclusão dos resultados obtidos nestes provetes. No entanto, esses resultados foram tidos em conta visto que não alteraram os valores médios obtidos nos ensaios.



(a)



(b)

Figura 4.6 - Exemplos de problemas ocorridos nas faces de enchimento: fissuração radial (a) e rotura não cónica do betão (b).

4.3 Efeito da máxima dimensão dos agregados

Para avaliar o efeito da máxima dimensão dos agregados comparam-se os resultados obtidos nos betões D20 AC050, D12 AC050 e D4 AC050. A composição destes betões é idêntica, com exceção da máxima dimensão dos agregados, que varia de 20 mm a 4 mm. Na Figura 4.7 pode observar-se o aspeto dos provetes de cada um dos betões atrás mencionados após os ensaios.



(a) (b) (c)
Figura 4.7 - Exemplos de amostras dos betões D20 AC050 (a), D12 AC050 (b) e D4 AC050 (c) depois da realização dos ensaios de pull-out nas faces moldadas.

Na Figura 4.8 apresentam-se os resultados da força de arranque e da resistência à compressão em função da máxima dimensão dos agregados do betão. Também se indica, em cada ponto, a amplitude do desvio padrão dos resultados obtidos para cada betão.

No que se refere à resistência à compressão, considera-se que não é significativa a variação observada. Relativamente aos resultados do ensaio de arranque, verifica-se que estes foram mais altos quando se utilizou um agregado com máxima dimensão de apenas 4 mm. Tal deve-se eventualmente ao facto de se ter mantido constante a quantidade de água efetiva nas diferentes composições, o que, associado à maior superfície específica dos agregados de menor dimensão, conduz a uma melhor qualidade da interface agregado-matriz, nas primeiras idades, devido ao aumento localizado da razão A/C junto à superfície dos agregados. Tal não se verificou para os betões com agregados de maior dimensão máxima, não se considerando que a variação seja significativa.

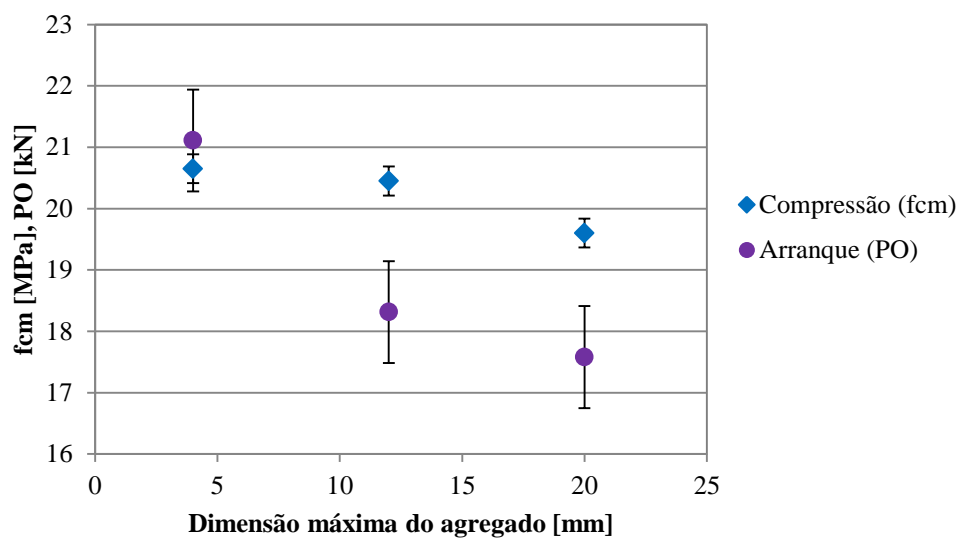


Figura 4.8 - Força de arranque e resistência à compressão em função da máxima dimensão do agregado.

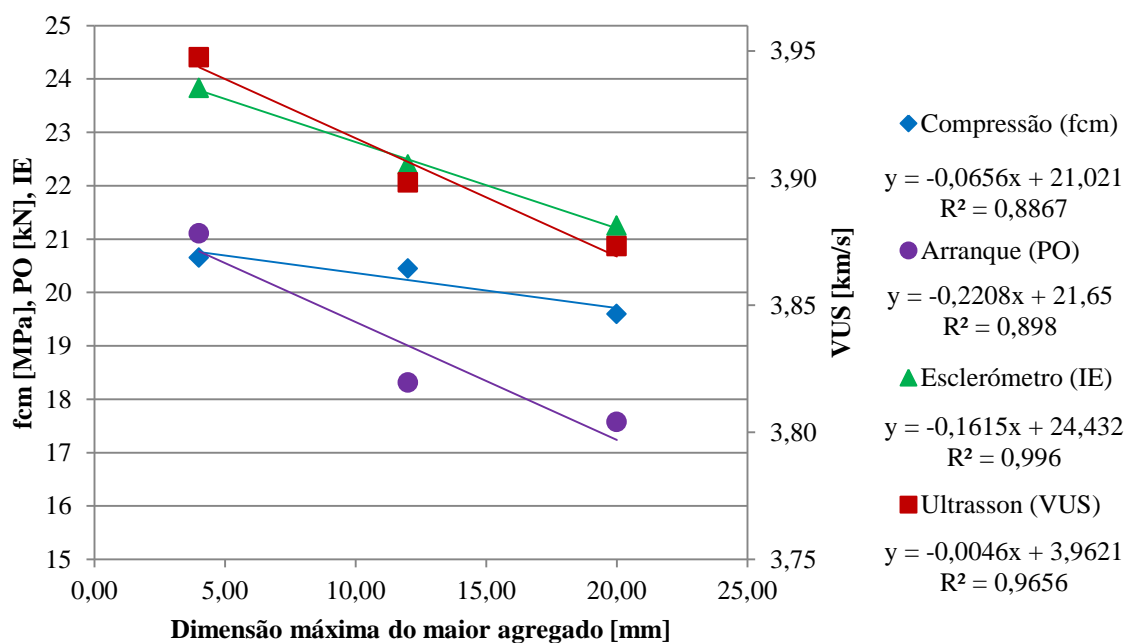


Figura 4.9 - Resultados das determinações efetuadas em função da máxima dimensão dos agregados.

Relativamente ao ensaio de arranque, as restantes determinações são menos sensíveis aos fatores acima expostos, como se pode comprovar pelo maior coeficiente de correlação obtido para os ensaios de ultrassons e esclerométrico (Figura 4.9).

4.4 Efeito da relação água-cimento

O efeito da relação água-cimento permitiu a avaliação dos resultados dos ensaios para diferentes níveis de resistência, mantendo-se constante a máxima dimensão do agregado, pelo que se avaliam nesta secção as composições D12 AC070, D12 AC050 e D12 AC030. Na Figura 4.10 pode observar-se o aspeto dos provetes de cada um dos betões atrás mencionados após os ensaios.

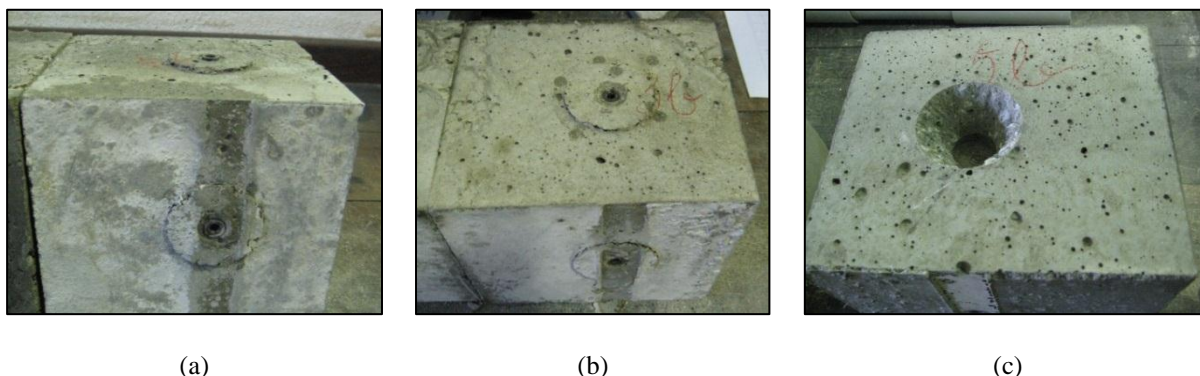


Figura 4.10 - Exemplos de amostras dos betões D12 AC070 (a), D12 AC050 (b) e D12 AC030 (c) depois da realização dos ensaios de *pull-out* nas faces moldada.

Na Figura 4.11 apresentam-se os valores médios das determinações efetuadas nos ensaios não destrutivos em função da resistência à compressão obtida no mesmo betão.

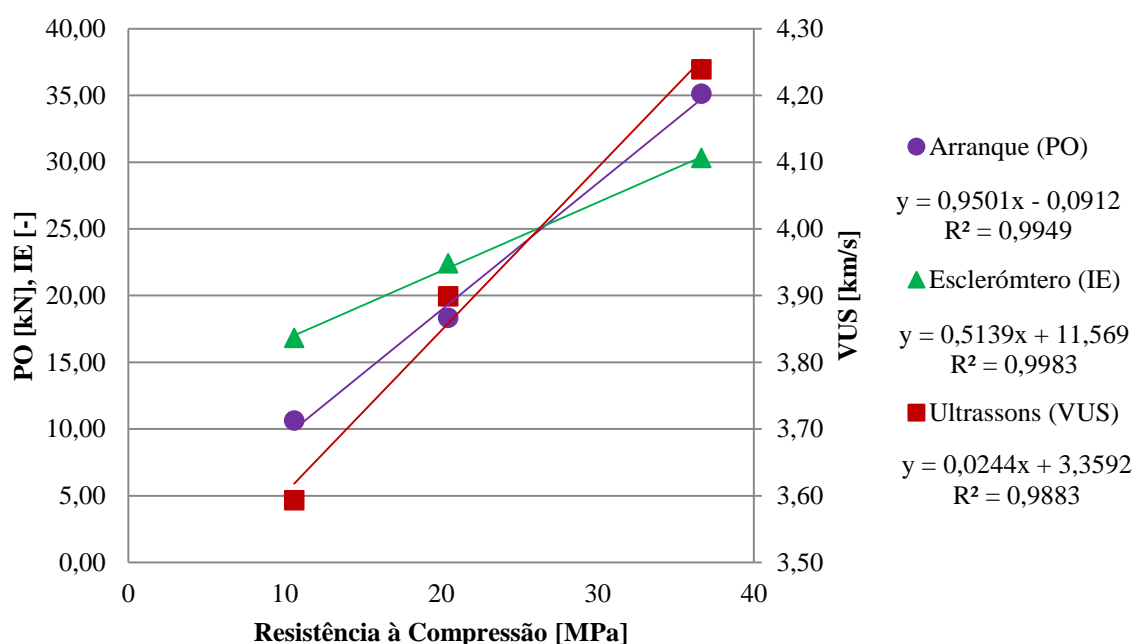


Figura 4.11 - Força de arranque em função da resistência à compressão, para diferentes relações água-cimento.

Verifica-se uma relação linear entre os resultados da força de arranque e os da resistência à compressão, concordante com outros resultados conhecidos [29, 48].

4.5 Comparação dos resultados com a proposta da norma NP EN 12504-3

Como foi mencionado anteriormente, a norma portuguesa NP EN 12504-3 [39] propõe que a resistência à compressão do betão seja determinada pela razão entre a força de arranque e a área da superfície do cone de rotura (Equação 2.10). No Anexo 2 são apresentados os resultados do cálculo da resistência à compressão de acordo a referida norma.

Como se pode notar na Figura 4.12, onde se apresenta a relação entre a força de arranque e a resistência à compressão, para os resultados obtidos neste trabalho e usando a equação da norma NP EN 12504-3, a estimativa da norma não se aproxima do obtido experimentalmente. Consta-se que a menos de um fator de 4, como também se apresenta no gráfico, aquela equação não se adequa.

Assim, sublinha-se que a relação entre a resistência à compressão e a força arranque deve ser obtida experimentalmente.

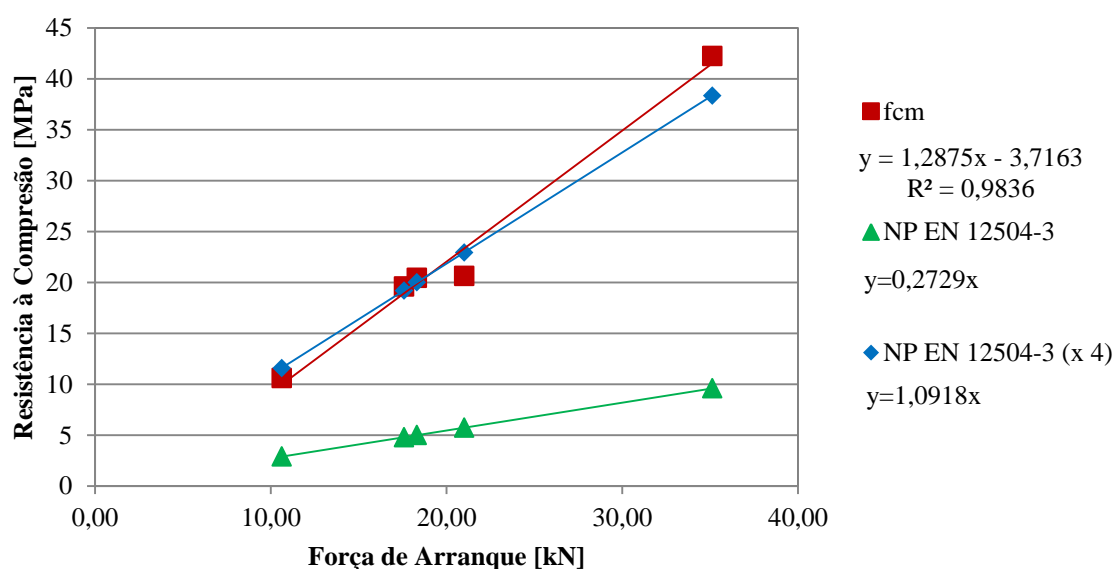


Figura 4.12 - Comparação dos valores experimentais com a norma portuguesa NP EN12504-3.

5 CONCLUSÕES

5.1 Resultados relevantes do estudo

O tempo de execução das estruturas conduziu ao desenvolvimento de tecnologias de construção cada vez mais sofisticadas, sendo preponderante um conhecimento mais aprofundado do crescimento da resistência do betão, principalmente nas primeiras idades.

A resistência à compressão do betão pode ser estimada por uma variedade de métodos de ensaio *in situ* que permitem o seu controlo em contínuo com vista à otimização das sequências construtivas, nomeadamente de aplicação de pré-esforço, que pode resultar numa redução substancial de custos.

A presente dissertação teve como objetivo avaliar a adequação do método ensaio de *pull-out* na estimativa da resistência à compressão do betão em idades jovens. Para isso analisou-se a influência da localização dos dispositivos de arranque, da máxima dimensão dos agregados e da relação água-cimento.

Para analisar a influência da localização dos dispositivos de arranque efetuou-se uma comparação entre os resultados obtidos experimentalmente para o ensaio de *pull-out*, tanto da face moldada como da face de enchimento dos provetes, e os estudos realizados por Krenchel e Peterson. Esta análise permitiu constatar que para se ter uma boa caracterização da resistência à compressão *in situ* é preferível que os dispositivos de arranque sejam colocados nas faces moldadas e não nas de enchimento, uma vez que os resultados das faces moldadas são mais conservadores e apresentam uma menor dispersão, aproximando-se mais da equação obtida por Krenchel e Peterson. Assim, deverá ser prevista a utilização de janelas na cofragem.

Para a análise da influência da composição do betão efetuou-se a comparação de resultados obtidos em vários métodos de ensaio de avaliação *in situ* (ensaio de *pull-out*, ultrassons e esclerométrico) com os resultados obtidos nos ensaios de compressão.

Como esperado, verificou-se que existe uma boa relação entre a resistência à compressão e a força de arranque quando se faz variar a razão A/C, mantendo constante o volume de pasta. A variação da máxima dimensão do agregado fez diminuir o coeficiente de correlação de regressão linear entre a resistência à compressão do betão e a força de arranque, o que indica a influência de outros fatores que não puderam ser avaliados neste trabalho.

Como é referido na norma NP EN 12504-3, a relação entre a resistência de compressão e a força de arranque deve ser obtida experimentalmente, tendo-se verificado que os resultados obtidos no presente trabalho apresentam uma razão superior a 4 em relação à equação sugerida por aquela norma.

Em face dos resultados obtidos e à experiência adquirida confirma-se como adequada e vantajosa, em relação a outras técnicas não destrutivas, a utilização dos ensaios de *pull-out* para a caracterização da resistência à compressão do betão *in situ*, nomeadamente nas suas primeiras idades para avaliar, por exemplo, a possibilidade de aplicação de pré-esforço ou a descofragem.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do presente trabalho, seria interessante efetuar o mesmo estudo utilizando a outra variante do ensaio de *pull-out*, o método Capo-Test.

Como se sabe, a resistência à compressão do betão é influenciada por outros fatores inerentes aos agregados, nomeadamente a forma dos grãos e a textura da superfície dos mesmos, pelo que se recomenda, num futuro próximo, a avaliação da influência destes fatores na caracterização da resistência utilizando os métodos de ensaio Lok-Test e Capo-Test.

Outro estudo que se figura ser de elevado interesse é a realização de uma análise por elementos finitos para a compreensão do desenvolvimento das tensões na superfície de rotura considerando a heterogeneidade do material no cone de rotura, nomeadamente devido à dimensão dos agregados.

Referências Bibliográficas

- [1] ACI 228.1R-03 - *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, American Concrete Institute, Detroit, 2003
- [2] ACI 318 - *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, American Concrete Institute, Detroit, 1989
- [3] AGGISTALIS, G. ALIVIZATOS, A., STAMOULIS, D., e STOUMARAS, G. - *Correlating uniaxial compressive strength with Schmidt hammer rebound number, point load index, Young's modulus, and mineralogy of gabbros and basalts* (Northern Greece). *Bull Eng. Geol.*, 54: 3–11, 1996.
- [4] ASTM C 597 - *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*. *American Society of Testing and Materials*, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia, 2002.
- [5] ASTM C 805 - *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. *American Society of Testing and Materials*, Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.02, Philadelphia, 2002.
- [6] ASTM C 900 - *Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete*. *American Society of Testing and Materials*, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia, 2001.
- [7] ASTM D 2845 - *Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock*. *American Society of Testing and Materials*, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia, 2000.
- [8] AUFMUTH, ER. - *A systematic determination of engineering criteria for rocks*. *Bull Assoc. Eng. Geol.*, 11: 235–245, 1973.
- [9] BERKE, M. - *Nondestructive material testing with ultrasonics. Introduction to the basic principles*. *Journal of Nondestructive Testing and Ultrasonics*, Vol. 5, Nº 9, 2000.
- [10] BEVERLY, BE, SCHOENWOLF, DA., e BRIERLY, GS. - *Correlations of rocks index values with engineering properties and the classification of intact rocks*, 1979.
- [11] BUNGEY, J.H. - *A Review of the Assessment of In-Situ Strength of Concrete*, IABSE Symposium on Durability of Structures, Lisbon, 1989.
- [12] BUNGEY, J.H. - *The Testing of Concrete in Structures*, Surrey University Press, 2 nd Edition, Glasgow, 1989.
- [13] BUNGEY, J.H., MILLARD, S.G., e GRANTHAM, M.G. - *Testing of Concrete in Structures*. Taylor and Francis, 4th Edition, 2006.
- [14] CARGILL, J.S., e SHAKOOR A. - *Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial strength of rock*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27: 495–503, 1990.
- [15] CARINO, N.J., e MALHOTRA, V.M. - *Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*. Taylor & Francis, 2nd Edition, 2003.

- [16] DEERE, DU., e MILLER, RP. - *Engineering classification and index properties for intact rocks*. Tech Rep Air Force Weapons Lab, New Mexico, no AFNL-TR, 65-116, 1966.
- [17] *Determination of the Relationship Between the Lok-Test and the Capo-Test Pull-Out Force and the Compressive Strength of Concrete as Measured on Standard Cylinders According to the Danish Standards DS 423.20, DS 423.21 and DS 423.23*. Germann Instruments A/S, Copenhagen, Denmark, October 1991.
- [18] FENER, M., KAHRAMAN, S., BILGİL, A., e GUNAYDIN, O. - *A comparative evaluation of indirect methods to estimate the compressive strength of rocks*. Rock Mech. Rock Eng., 38(4): 329-343, 2005.
- [19] GHOSE, A.K., e CHAKRABORTI, S. - *Empirical strength indices of Indian coals-an investigation*. Proceedings of 27th US symposium on rock mechanics, Balkema, Rotherdam, 59-61, 1986.
- [20] GOKCEOGLU, C. - *Schmidt sertlik cekici kullanılarak tahmin edilen tek eksenli basınc, dayanımı verilerinin guvenirligi uzerine bir degerlendirme*. Jeol., Muh., 48: 78-81, 1996.
- [21] HARAMEY, K.Y., e DEMARCO, M.J. - *Use of schmidt hammer for rock and coal testing*. Proceedings of 26th US symposium on rock mechanics, 26-28 June, Rapid City, 549-555, 1985.
- [22] JENSEN, B.C., e BRAESTRUP, M.W. - *Lok-tests determine the compressive strength of concrete*. Nord. Betong, 2, 9, 1976.
- [23] JONES, R. - *The Non-Destructive Testing of Concrete*, Magazine of Concrete Research, No. 2, pp. 67-78, June, 1949.
- [24] KAHRAMAN, S. - *Basınc direnci tahmininde Schmidt venokta yuk indeksi kullanmanın guvenirligi*. In: Korkmazve S, Akcay M (eds) KTU" Jeoloji Muhendisligi Bolumu 30. Yıl Sempozyumu BildirilerKitabı, Trabzon, 362-369, 1996.
- [25] KAHRAMAN, S. - *Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 38:981-994, 2001.
- [26] KATZ, O., RECHES, Z., e ROEGIER, J.C. - *Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt hammer*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 37: 723-728, 2000.
- [27] KILIC, A., e TEYMEN, A. - *Determination of mechanical properties of rocks using simple methods*. Bull Eng. Geol. Environ., 67: 237-244, 2008.
- [28] KINDYBINSKI, A. - *Bursting liability indices of coal*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 17:167-161, 1980.
- [29] KRENCHER, H., e PETERSEN, C.G. - *In-Situ pullout testing with Lok-Test, ten years experience*. CANMET/ACI International Conference on In-Situ/Non-Destructive Testing of Concrete, Ottawa, Ontario, Canada, 1984.
- [30] LESLIE, J.R., e CHEESMAN, W.J., - *An Ultrasonic Method of Deterioration and Cracking in Concrete Structures*. ACI JOURNAL, Proceedings V. 46, No. 9, pp. 17-36, Sept., 1949.
- [31] *Lok-Test Instruction and Maintenance Manual*, Germann Instruments A/S, In-Situ Test System, 2nd Edition, Copenhagen, Denmark, 2000.

- [32] LOPES, S.M.R., e BUNGEY, J.H. - *Ensaio para a Determinação da Resistência do Betão «in-situ»*. Associação Técnica da Indústria de Cimento, nº 14, pp 19-26, Maio, 1994.
- [33] MURPHY, E.W. - *The Interpretation of Tests on the Strength of Concrete in Structures*. In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, SP-82, American Concrete Institute, Detroit, pp 377-392, 1984.
- [34] NP 955 - *Inertes para argamassas e betões: Determinação da Baridade*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 1973.
- [35] NP EN 1097-6 - *Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água*. Instituto Português da Qualidade, 1ª Edição, Lisboa, 2003.
- [36] NP EN 12350-8 - *Ensaio do betão fresco. Parte 8: Betão autocompactável. Ensaio de espalhamento*. Instituto Português da Qualidade, 1ª Edição, Lisboa, 2010.
- [37] NP EN 12390-3 - *Ensaio do betão endurecido. Parte 3 Resistência à compressão de provetes*. Instituto Português da Qualidade, 3ª Edição, Lisboa, 2011.
- [38] NP EN 12504-2 - *Ensaio do betão nas estruturas. Parte 2: Ensaio não destrutivo - Determinação do índice esclerométrico*. Instituto Português da Qualidade, 1ª Edição, Lisboa, 2003
- [39] NP EN 12504-3 - *Ensaio do betão nas estruturas. Parte 3: Determinação da força de arranque*. Instituto Português da Qualidade, 1ª Edição, Lisboa, 2007
- [40] NP EN 12504-4 - *Ensaio do betão nas Estruturas. Parte 4: Determinação da velocidade de propagação dos ultra-sons*. Instituto Português da Qualidade, 1ª Edição Lisboa, Outubro de 2007
- [41] NP EN 206-1 - *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. Instituto Português da Qualidade, 2ª Edição, Lisboa, Julho de 2007.
- [42] NP EN 933-1 - *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2000.
- [43] O'ROURKE, J.E. - Rock index properties for geo-engineering in underground development. Min. Eng., 106-110, 1989.
- [44] OTTOSEN, N.S. - *Nonlinear finite element analysis of pullout test*. ASCE J. Struct. Div., 107(ST4), 591, 1981.
- [45] PEREIRA, J. - *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaio Não-Destrutivos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra, 1999.
- [46] PETERSEN, C.G. - *In-place Testing for Quality Assurance and Early Loading Operations With Pull-Out Testing and Maturity Measurements*. Testing During Concrete Construction, RILEM, International Workshop, March, 1990.
- [47] PETERSEN, C.G. - *Lok-Test and Capo-Test Development and Their Applications*. Proc. ICE, Pt 1, Vol. 74, pp 539-549, March 1984.
- [48] PETERSON, C.G. - *Lok-Test and Capo-Test pullout testing, twenty years experience*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering Conference, Liverpool, U.K., April 8-11th, 1997.

- [49] PINHO, J.S., CASTRO, A.T., e FLORENTINO, C.A. - *Potencialidades das técnicas de ultrasons na observação de barragens*. Conferência Ibero-Americana sobre aproveitamentos hidráulicos, Lisboa, 1997.
- [50] SACHPAZIS, C.I. - *Correlating schmidt hammer rebound number with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks*. Bull Int. Assoc. Eng. Geol., 42: 75–83, 1990.
- [51] SHOREY, P.R., BARAT, D., DAS, M.N., MUKHERJEE, K.P., e SINGH, B. - *Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength*. Tech Note Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 21: 39–42, 1984.
- [52] SINGH, R.N., HASSANI, F.P., e ELKINGTON, PAS. - *The application of strength and deformation index testing to the stability assessment of coal measures excavations*. Proceedings of 24th US symposium on rock mechanics, Texas A & M Univ, AEG, 599–609, 1983.
- [53] STONE, W.C., e CARINO, N.J. - *Comparison of analytical with experimental strain distribution for the pullout test*. ACI J., 81(1), 3, 1984.
- [54] STONE, W.C., e CARINO, N.J. - *Deformation and failure in large-scale pullout tests*. ACI J., 80(6), 501, 1983.
- [55] STONE, W.C., e GIZA, B.J. - *The effect of geometry and aggregate on the reliability of the pull-out test*. Concrete International, 7, No. 2, 27–36, Feb., 1985.
- [56] TORABI, S.R., ATAIEI M., e JAVANSHIR, M. - *Application of Schmidt rebound number for estimating rock strength under specific geological conditions*. Journal of Mining & Environment, Vol. 1, No. 2, 1-8, 2010
- [57] XU, S., GRASSO, P., e MAHTAB, A. - *Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock*. 6th Int IAEG Congress Balkema, Rotterdam, 511–519, 1990.
- [58] YASAR, E., e ERDOGAN, Y. - *Estimation of rock physicommechanical properties using hardness methods*. Eng. Geol., 71:281–288, 2004.
- [59] YILMAZ, I., e SENDIR, H. - *Correlation of schmidt hardness with unconfined compressive strength and Young's modulus in gypsum from Sivas (Turkey)*. Eng. Geol. 66: 211–219, 2002.

ANEXOS

Anexo 1 – Resultados dos ensaios realizados

Tabela A1.1 - Resultados obtidos nos ensaios de compressão.

<i>Betão</i>	f_{ct} [MPa]		$f_{cm,1}$ [MPa]
	Cubo 1	Cubo 2	
D20 AC050	19,6	19,6	19,6
D12 AC070	10,8	10,4	10,6
D12 AC050	20,8	20,1	20,5
D12 AC030	42,0	42,5	42,3
D4 AC050	20,5	20,8	20,7

Tabela A1.2 - Resultados obtidos nos ensaios de velocidade de propagação de ultrassons.

<i>Betão</i>	<i>Provete</i>	<i>Tempo</i> [μs]	<i>Comprimento</i> [cm]	<i>VUS</i> [km/s]	<i>Velocidade Média</i> [km/s]	<i>DP</i> [km/s]	<i>CV</i> [%]
D20 AC050	1	45,30	17,50	3,86	3,87	0,030	0,785
	2	44,80	17,50	3,91			
	3	45,00	17,60	3,91			
	4	45,20	17,50	3,87			
	5	45,40	17,40	3,83			
	6	45,40	17,50	3,85			
D12 AC070	1	49,00	17,50	3,57	3,59	0,050	1,401
	2	47,50	17,50	3,68			
	3	48,70	17,50	3,59			
	4	49,50	17,50	3,54			
	5	48,30	17,40	3,60			
	6	49,00	17,50	3,57			
D12 AC050	1	45,00	17,50	3,89	3,90	0,039	1,001
	2	44,50	17,30	3,89			
	3	44,10	17,50	3,97			
	4	45,30	17,50	3,86			
	5	45,00	17,40	3,87			
	6	44,70	17,50	3,91			
D12 AC030	1	41,40	17,50	4,23	4,24	0,029	0,690
	2	40,80	17,40	4,26			
	3	41,70	17,50	4,20			
	4	41,50	17,70	4,27			
	5	41,50	17,50	4,22			
	6	41,30	17,60	4,26			
D4 AC050	1	44,60	17,50	3,92	3,95	0,030	0,748
	2	44,50	17,60	3,96			
	3	44,30	17,50	3,95			
	4	44,20	17,50	3,96			
	5	44,10	17,60	3,99			
	6	44,80	17,50	3,91			

Tabela A1.3 - Resultados obtidos nos ensaios da medição de dureza superficial.

Betão	Provete	Leituras e Estatística Individual												Valores Médios			
		Valores individuais [índice esclerométrico]										Valor Médio	DP [ie]	CV [%]	Média [ie]	DP [ie]	CV [%]
D20 AC050	1	24	20	22	24	24	21	21	22	20	21	21,9	1,60	7,28	21,25	0,49	2,30
	2	22	20	21	21	22	22	22	19	22	23	21,4	1,17	5,48			
	3	22	20	20	21	21	20	18	21	21	20	20,4	1,07	5,27			
	4	20	21	23	22	23	22	20	20	20	21	21,2	1,23	5,80			
	5	20	21	22	18	20	24	20	23	22	22	21,2	1,75	8,26			
	6	23	22	19	21	22	22	19	20	23	23	21,4	1,58	7,37			
D12 AC070	1	16	18	18	16	18	16	17	18	17	16	17,0	0,94	5,55	16,82	0,29	1,74
	2	18	18	18	17	16	18	17	18	16	14	17,0	1,33	7,84			
	3	18	17	16	16	16	15	18	16	16	17	16,5	0,97	5,89			
	4	14	16	16	16	16	17	17	18	17	17	16,4	1,07	6,55			
	5	16	18	17	18	16	17	18	18	17	16	17,1	0,88	5,12			
	6	18	17	17	16	16	18	18	16	17	16	16,9	0,88	5,18			
D12 AC050	1	24	22	22	24	24	22	22	22	24	22	22,8	1,03	4,53	22,40	0,77	3,43
	2	20	22	23	22	22	18	22	24	20	24	21,7	1,89	8,70			
	3	20	22	22	22	22	22	22	20	20	22	21,4	0,97	4,51			
	4	24	24	22	24	22	23	22	24	22	20	22,7	1,34	5,89			
	5	22	25	20	24	24	24	20	22	22	20	22,3	1,89	8,47			
	6	25	22	22	24	24	24	24	22	24	24	23,5	1,08	4,60			
D12 AC030	1	32	28	35	28	30	30	28	30	30	32	30,3	2,21	7,31	30,28	0,64	2,10
	2	30	30	29	30	33	29	32	32	28	31	30,4	1,58	5,19			
	3	30	29	28	31	30	34	34	33	34	31	31,4	2,22	7,07			
	4	31	29	31	28	28	32	34	28	30	31	30,2	1,99	6,59			
	5	29	28	32	30	30	30	29	28	30	29	29,5	1,18	3,99			
	6	29	30	29	29	30	30	31	32	29	30	29,9	0,99	3,33			
D4 AC050	1	25	24	22	22	23	24	24	23	25	24	23,6	1,07	4,55	23,83	0,36	1,52
	2	26	24	22	24	26	24	25	24	24	23	24,2	1,23	5,08			
	3	23	24	25	24	25	24	24	23	22	25	23,9	0,99	4,16			
	4	26	23	26	25	23	24	26	23	24	23	24,3	1,34	5,50			
	5	22	24	23	24	25	24	22	22	24	24	23,4	1,07	4,59			
	6	26	23	23	24	26	23	22	20	24	25	23,6	1,84	7,79			

Tabela A1.4 - Resultados obtidos nos ensaios de *pull-out* nas faces moldadas dos provetes.

<i>Betão</i>	<i>Provete</i>	<i>Face Moldada</i>				
		<i>Força de Arranque</i>		<i>Variáveis Estatísticas</i>		
		<i>Média</i> [kN]	<i>Calibração</i> [kN]	<i>Média</i> [kN]	<i>DP</i> [kN]	<i>CV</i> [%]
D20 AC050	1	18,15	17,8	17,8	0,97	5,44
	2	18,5	18,15			
	3	16,65	16,35			
	4	19,25	18,9			
	5	16,9	16,6			
	6	18,25	17,9			
D12 AC070	1	10	9,8	9,8	0,62	6,3
	2	11,15	10,95			
	3	11,25	11,05			
	4	10,25	10,05			
	5	10,75	10,55			
	6	11,65	11,4			
D12 AC050	1	19	18,6	18,6	0,59	3,17
	2	17,65	17,3			
	3	19,5	19,1			
	4	18,65	18,3			
	5	18,75	18,4			
	6	18,65	18,3			
D12 AC030	1	35,75	35,05	35,05	0,71	2,03
	2	35,9	35,2			
	3	35,25	34,55			
	4	36,4	35,65			
	5	36,9	36,15			
	6	34,9	34,2			
D4 AC050	1	20,15	19,75	19,75	0,9	4,54
	2	22,75	22,3			
	3	21,25	20,85			
	4	22,25	21,81			
	5	21,75	21,3			
	6	21,13	20,7			

Tabela A1.5 - Resultados obtidos nos ensaios de *pull-out* nas faces de enchimento dos provetes.

		Face de Enchimento				
		Força de Arranque		Variáveis Estatísticas		
		Leitura [kN]	Calibração [kN]	Média [kN]	DP [kN]	CV [%]
D20 AC050	1	14,00	13,70	12,60	1,27	10,11
	2	12,25	12,00			
	3	11,75	11,50			
	4	11,25	11,00			
	5	13,75	13,50			
	6	14,25	14,00			
D12 AC070	1	8,75	8,60	9,35	1,56	16,73
	2	8,50	8,35			
	3	8,75	8,60			
	4	8,00	7,85			
	5	11,00	10,80			
	6	12,00	11,75			
D12 AC050	1	11,25	11,00	14,10	1,98	14,05
	2	14,00	13,70			
	3	13,75	13,50			
	4	14,25	14,00			
	5	16,50	16,15			
	6	16,75	16,40			
D12 AC030	1	25,00	24,50	28,15	2,36	8,39
	2	31,50	30,85			
	3	31,00	30,40			
	4	27,25	26,70			
	5	28,50	27,90			
	6	29,00	28,40			
D4 AC050	1	15,25	14,95	17,55	1,83	10,40
	2	18,25	17,90			
	3	18,75	18,40			
	4	19,75	19,35			
	5	16,00	15,70			
	6	19,50	19,10			

Anexo 2 – Comparação dos resultados obtidos com bibliografia existente

Tabela A2.1 - Cálculo da força de arranque pela fórmula de Krenchel e Peterson.

<i>Betão</i>	f_c [MPa]	<i>Krenchel e Peterson, F_p [kN]</i>
D20 AC050	19,6	16,12
D12 AC070	10,6	9,73
D12 AC050	20,45	16,72
D12 AC030	42,25	32,20
D4 AC050	20,65	16,86

Tabela A2.2 - Cálculo da resistência à compressão de acordo com a norma NP EN 12504-3.

<i>Betão</i>	<i>Força de Arranque [kN]</i>	f_c [MPa]	
		<i>NP EN 12504-3</i>	<i>NP EN 12504-3 (x 4)</i>
D20 AC050	17,60	4,80	19,2
D12 AC070	10,60	2,90	11,6
D12 AC050	18,30	5,00	20,0
D12 AC030	35,10	9,59	38,3
D4 AC050	21,00	5,73	22,9

Exemplo de cálculo da resistência à compressão de acordo com a norma NP EN 12504-3 para o betão D20 AC050:

- Cálculo da área da superfície de rotura do cone de betão:

$$A = \frac{1}{4}\pi(d_2 + d_1)[4h^2 + (d_2 - d_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$\Leftrightarrow A = \frac{1}{4}\pi(55 + 25)[4 \times 25^2 + (55 - 25)^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$\Leftrightarrow A = 3664 \text{ mm}^2$$

- Cálculo da resistência à compressão:

$$f_c = \frac{F_p}{A}$$

$$\Leftrightarrow f_c = \frac{17,60 \times 1000}{3664}$$

$$\Leftrightarrow f_c = 4,80 \text{ MPa}$$

Tabela A2.3 - Cálculo do comprimento de onda máximo.

<i>Betão</i>	<i>Provete</i>	<i>VUS</i> [km/s]	λ [m]
D20 AC050	1	3,86	0,071
	2	3,91	0,072
	3	3,91	0,072
	4	3,87	0,072
	5	3,83	0,071
	6	3,85	0,071
D12 AC070	1	3,57	0,066
	2	3,68	0,068
	3	3,59	0,066
	4	3,54	0,066
	5	3,6	0,067
	6	3,57	0,066
D12 AC050	1	3,89	0,072
	2	3,89	0,072
	3	3,97	0,074
	4	3,86	0,071
	5	3,87	0,072
	6	3,91	0,072
D12 AC030	1	4,23	0,078
	2	4,26	0,079
	3	4,2	0,078
	4	4,27	0,079
	5	4,22	0,078
	6	4,26	0,079
D4 AC050	1	3,92	0,073
	2	3,96	0,073
	3	3,95	0,073
	4	3,96	0,073
	5	3,99	0,074
	6	3,91	0,072
Máximo			0,079

Pela Tabela A2.3 verifica-se que o máximo comprimento de onda é 0,079 cm, que é inferior à mínima dimensão dos provetes, estando assim dentro dos limites propostos pelas normas NP EN 12504-4 e ASTM C 597.